



Universidad Autónoma Metropolitana
Unidad Azcapotzalco

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

DISEÑO SÍSMICO DE LA CONEXIÓN
COLUMNA-LOSA POSTENSADA
ALIGERADA

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
DOCTOR EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL
P R E S E N T A

EDUARDO ARELLANO MÉNDEZ

DIRECTOR DE TESIS: **DR. OSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS**

MÉXICO, D. F.

SEPTIEMBRE DE 2013

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar agradezco a Dios por haberme dado tantas bendiciones, mismas que se reflejan hoy en amor, salud, y logros profesionales.

También quiero agradecerles a mis padres Isidoro y Lucila, pues me han dado todo lo que he necesitado y más; sobretodo amor y comprensión. Su ejemplo me ha servido de guía en todo momento, me siento muy orgulloso y agradecido de ser su hijo. También les agradezco a mis hermanos Eva María, Dora, Isidoro y Lucy por su apoyo incondicional.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por haberme otorgado la beca que me permitió realizar mis estudios de doctorado.

Estoy muy agradecido con el M. I. Rogelio Simón Velázquez de la empresa SIIES por quien conocí el sistema de losas postensadas.

Agradezco a la empresa MEXPRESA por el apoyo en el desarrollo experimental de la tesis, en particular para la Ing. Guadalupe Montes Galindo.

Agradezco el apoyo brindado por la empresa POSTENSA para el desarrollo de este trabajo, en particular al Ing. José Pablo Cortina por sus valiosos comentarios.

Agradezco a la empresa CAMESA por el apoyo para determinar las propiedades mecánicas de los cables de presfuerzo, particularmente a la Ing. María de la Luz Martínez.

Agradezco al Programa de Mejoramiento del Profesorado (PROMEP) por otorgarme la beca para la escritura de tesis.

De la Universidad Autónoma Metropolitana hay muchas personas que han contribuido al desarrollo de este trabajo, a los que no me cansaré de agradecerles su apoyo. En las pruebas experimentales al M. I. José Juan Guerrero, a los técnicos del Laboratorio de Estructuras, los señores Leopoldo Quiroz (q.e.p.d), Rubén Barrera, José Luis Caballero y por su incansable labor y entusiasmo el Sr. Juan Mateos. También les agradezco a los profesores del Área de Estructuras por su gran labor, a los Jefes del Área de Estructuras y del Departamento de Materiales por brindarme las facilidades para llevar a cabo este estudio.

Le agradezco al Dr. Arturo Tena Colunga por motivarme a concluir este estudio y a mis sinodales Dr. Juan Casillas García de León, Dr. Roberto Meli Piralla, Dr. Roberto Arroyo Matus y Dr. Esteban Astudillo de la Vega por el tiempo dedicado a la revisión de este documento.

Al Dr. Oscar M. González Cuevas por aceptar dirigir este trabajo, de él he aprendido mucho, no solo en el ámbito académico, también en lo personal y profesional. Doctor es usted un gran ser humano, creo ser mejor persona después de conocerlo, muchas gracias por su apoyo, siempre me sentí respaldado por usted.

CONTENIDO

RESUMEN

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

CAPÍTULO 3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO

CAPÍTULO 4 SELECCIÓN DEL ESPÉCIMEN Y DISEÑO DEL
DISPOSITIVO DE PRUEBAS

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

CAPÍTULO 6 CONCLUSIONES

APÉNDICE A CONSTRUCCIÓN DEL ESPÉCIMEN

APÉNDICE B POSTENSADO

APÉNDICE C VARIACIÓN DE LA CARGA GRAVITACIONAL

APÉNDICE D PROPAGACIÓN DEL DAÑO

APÉNDICE E PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

APÉNDICE F DEGRADACIÓN DE LA RIGIDEZ

APÉNDICE G DISIPACIÓN DE ENERGÍA

APÉNDICE H DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL ACERO Y EN
EL CONCRETO

APÉNDICE I AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

RESUMEN

Existen estudios acerca del comportamiento de estructuras con losas postensadas formadas por placas planas macizas, en los que se abordan los temas de flexión y cortante, pero no se ha estudiado el comportamiento de losas postensadas aligeradas. En este estudio se investiga el comportamiento ante fuerza cortante, en particular la penetración por fuerza cortante.

La metodología que se siguió para esta investigación se resume en los siguientes pasos. Cabe mencionar que cada uno es descrito con mayor detalle más adelante.

- a) Se diseñó una estructura prototipo con losas planas postensadas aligeradas siguiendo las recomendaciones de las secciones 8.3 y 9.7 de las NTC-Concreto de 2004.
- b) Se seleccionó una conexión interior de columna-losa postensada que no tuviera momentos de desequilibrio ante cargas verticales, la cual sirvió para el diseño del espécimen de pruebas. Las dimensiones del espécimen fueron tales que se pudiera manejar por los equipos existentes en el laboratorio de Estructuras de la UAM-Azcapotzalco.
- c) Se diseñó un marco de cargas que permitiera ensayar los especímenes con el equipo de laboratorio disponible y se estableció un protocolo de pruebas.
- d) Se diseñó un programa de pruebas de seis especímenes en los que se varió la carga axial aplicada, el ancho de la nervadura principal y el tipo y separación del refuerzo por cortante.
- e) Se ensayaron los seis especímenes midiendo las cargas axiales y laterales aplicadas, la variación de la fuerza de presfuerzo, los desplazamientos, las deformaciones unitarias en las barras de refuerzo y en la superficie de concreto, así como el espesor de grietas y su patrón de distribución. Al ensayar el espécimen LP-01 se detectaron algunos desplazamientos indeseables en el marco por lo que los resultados no se presentan en este trabajo.
- f) Se analizaron los resultados de ensaye y se compararon los resultados con pruebas en uniones columna-losa postensada realizadas por otros autores en losas macizas.
- g) Se analizaron las disposiciones reglamentarias de las NTC-C y se propusieron los cambios pertinentes.
- h) En el último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones.

CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN

CONTENIDO

- 1.1 Antecedentes
- 1.2 Objetivos
- 1.3 Organización de la tesis

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1.1 Losas postensadas encasetonadas en sótanos, (Simón, 2006)
- Figura 1.2 Losas planas a) Macizas b) y c) Aligeradas

1.1 Antecedentes

Las losas planas postensadas se emplean para cubrir grandes claros en edificios de departamentos, oficinas, estacionamientos, etc. Su uso supone varias ventajas, como las siguientes: se pueden usar una mayor separación entre columnas con el mismo peralte de losa, se tienen menores alturas de entrepiso lo que impacta en más niveles para la misma altura del edificio; y en sótanos, menor volumen de excavación. La carga equivalente de los cables de presfuerzo actúa en forma permanente en dirección opuesta a la gravedad lo que ocasiona contraflechas que permiten controlar las deflexiones máximas producidas por la carga vertical. Si un edificio está formado por varios niveles con la misma forma en planta, la cimbra resulta sencilla y permite grandes velocidades de construcción; además la cimbra puede retirarse a edades más tempranas. La presencia del postensado induce un estado de compresiones permanentes en el concreto lo que disminuye el agrietamiento y mejora su apariencia y aumenta su durabilidad. Se mejora el desempeño sísmico al reducir la masa y la altura del edificio con lo que se logran reducciones en la fuerza sísmica y en el momento de volteo. Es prácticamente imposible hacer fallar los cables de postensado desadheridos por sobrecarga gravitacional, lo que contribuye a la estabilidad del sistema.

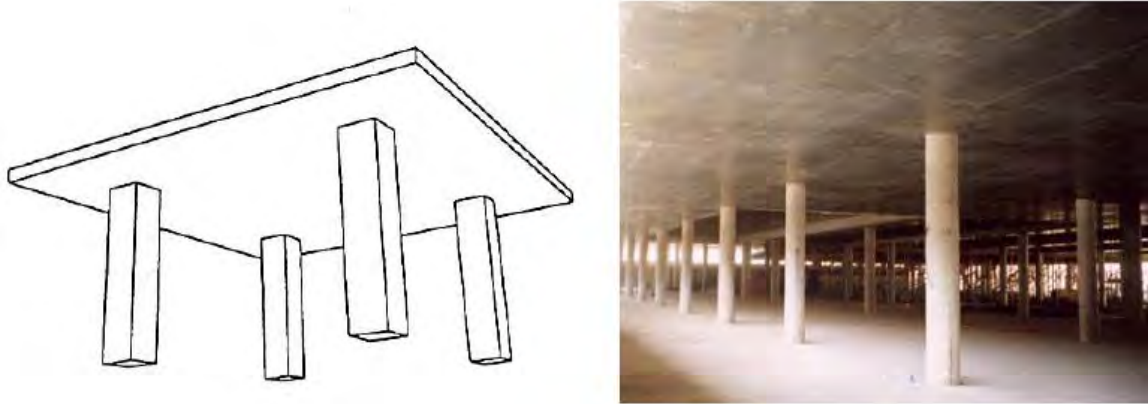
Su empleo en México se ha popularizado en los últimos años debido a la tendencia actual de vender los espacios en los edificios sin acabados ni muros divisorios para que el propietario final sea quien realice la distribución de acuerdo con sus necesidades; por ello, el empleo de losas postensadas encasetonadas brinda mayor libertad arquitectónica. También se han usado ampliamente en los sótanos de edificios grandes en los que se requieren varios pisos de estacionamiento subterráneo, como en el ejemplo de la figura 1. La presencia del postensado reduce el espesor de la losa plana, con lo que se disminuye la altura de cada nivel de sótano. El efecto es un menor volumen de excavación con el ahorro correspondiente.



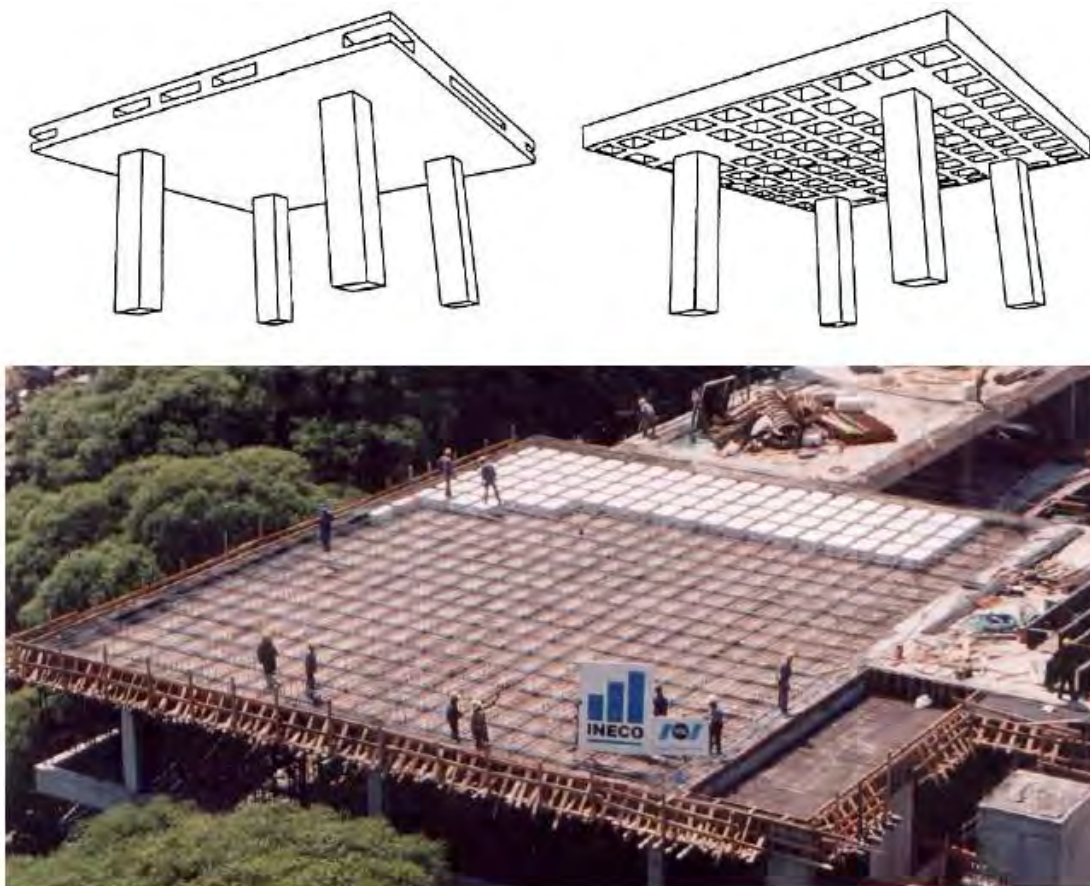
Figura 1 Losas postensadas encasetonadas en sótanos, (Simón, 2006)

Las losas planas postensadas pueden diseñarse y construirse como macizas (figura 2a) o como aligeradas o encasetonadas (figura 2b). En México se emplean más las losas postensadas aligeradas que, aunque requieren mayor mano de obra, resultan más

económicas ya que su costo total está compuesto por un 40% de mano de obra y un 60% de materiales (Cortina, 2006), mientras que en países como Estados Unidos de América el costo total se divide en 60% de mano de obra y 40% de materiales (Englekirk, 2006). Una losa aligerada resulta por lo general más cara que una maciza en estos países.



a) Macizas, (ACIES, 2004)



b) Aligeradas, (ACIES, 2004)



c) Aligeradas, (Simón, 2006)

Figura 2 Losas planas a) Macizas b) y c) Aligeradas

El diseño de estructuras a base de losas planas postensadas en zonas sísmicas se reglamentó por primera vez en México en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto, 2004), del Reglamento de las Construcciones para el Distrito Federal, en el año de 1996 (NTC-Concreto, 1996). En esencia, se establece que estas estructuras deben estar constituidas por un sistema dual; el primero es un sistema de estructura rígida de concreto reforzado capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas; este sistema generalmente se construye en el perímetro del edificio. El segundo es el sistema de columnas con losa plana, que debe ser capaz de resistir las cargas gravitacionales y las acciones y deformaciones que le son inducidas cuando trabaja en conjunto con el primer sistema bajo la acción del sismo (NTC-C, 9.7.3).

Usualmente, el sistema de losa plana se analiza por el método de la estructura equivalente o de marcos equivalentes (ACI318-11) y, con las acciones obtenidas, se diseña por flexión y se revisa por fuerza cortante. El análisis se lleva a cabo con alguno de los programas de análisis estructural o de elemento finito. Las NTC-Concreto, proporcionan algunas reglas sencillas para modelar las losas planas de manera aproximada, para modelar el ancho de losa equivalente y la rigidez a flexión de las columnas. En las NTC-Concreto se presentan estas reglas que están basadas en estudios realizados por Loera, 2000 y 2001, para losas planas sin postensar. El efecto del postensado se puede tomar en cuenta desde la fase de análisis estructural mediante el procedimiento de la carga balanceada (Lin, 1963).

El diseño por flexión se lleva a cabo con la teoría bien comprobada de diseño de elementos de concreto presforzado. No parece haber problemas importantes para calcular los esfuerzos de compresión y tensión en el concreto de la losa bajo de cargas de trabajo o la resistencia última a flexión en cualquier sección de la losa; sin embargo, en la revisión por fuerza cortante, especialmente del cortante por penetración que se desarrolla en la conexión de una columna con la losa, sí existen incertidumbres y problemas que son los que han motivado la realización de esta investigación. Recordando el comportamiento a cortante por penetración de una conexión losa-columna, se tiene que cuando en la conexión actúa únicamente una carga axial, se origina un estado uniforme de esfuerzos cortantes en la llamada sección crítica que rodea a la columna. La falla en este caso es totalmente frágil y se presenta cuando el esfuerzo uniforme alcanza el esfuerzo resistente a cortante por

penetración del concreto. Si se tiene refuerzo por cortante en la conexión, la sección crítica se aleja de la columna, aumentando la resistencia.

Cuando actúan en la conexión una carga axial y un momento flexionante simultáneamente, el estado de esfuerzos ya no es uniforme, y la resistencia se alcanza cuando el esfuerzo máximo desarrollado en la sección crítica llega a ser igual al esfuerzo resistente del concreto. En este caso, la falla ya no es totalmente frágil y la ductilidad que puede tener la conexión depende de la relación entre carga axial y momento flexionante; a menor carga axial, mayor ductilidad. Es importante señalar que aunque la resistencia para este caso puede calcularse para fines prácticos con suficiente precisión en estructuras de concreto reforzado, no sucede lo mismo para la ductilidad y en el caso de conexiones de columnas de concreto reforzado con losas planas postensadas se tienen mayores incertidumbres, tanto en resistencia como en ductilidad, que en conexiones de columnas y losas de concreto reforzado.

La práctica constructiva en México de losas planas postensadas aligeradas consiste en tener nervaduras principales relativamente anchas en los ejes de columnas, las cuales, al intersectarse con las de los ejes perpendiculares, forman una zona maciza alrededor de las columnas. Sin embargo, esta zona maciza es relativamente pequeña en comparación con la que se tiene usualmente en losas planas de concreto reforzado. Esta situación complica aún más el comportamiento de las conexiones.

A partir de los planteamientos anteriores, se ha considerado importante llevar a cabo un programa de investigación orientado a estudiar el comportamiento de conexiones de columnas con losas planas postensadas, con el fin de obtener disposiciones reglamentarias para el cálculo de su resistencia a fuerza cortante por penetración y para determinar su ductilidad, medida como la distorsión de entrepiso que pueden alcanzar las estructuras diseñadas con este sistema constructivo sin que ocurra la falla de la conexión.

1.2 Objetivos

Establecer recomendaciones para determinar la resistencia a fuerza cortante por penetración de conexiones de columnas con losas planas postensadas encasetonadas con diferentes tipos de refuerzo transversal y con diferentes valores de la fuerza cortante V_u normalizada respecto a V_{cR} , que es la resistencia nominal de la conexión ante punzonamiento en ausencia de momento de transferencia, o sea, con carga axial únicamente (V_u/V_{cR}).

Determinar los desplazamientos laterales relativos que pueden resistir las estructuras de losas planas presforzadas encasetonadas con diferentes relaciones (V_u/V_{cR}) y diferentes tipos de refuerzo transversal, con el fin de establecer su grado de ductilidad ante una eventual falla en cortante por penetración.

Determinar los siguientes parámetros de comportamiento estructural de las conexiones, útiles para fines de diseño y para establecer recomendaciones reglamentarias: capacidad de absorción de energía, degradación de rigidez ante ciclos repetidos de carga, amortiguamiento viscoso equivalente.

Evaluar las disposiciones reglamentarias actuales de las NTC-C respecto a estructuras a base de losas planas postensadas y, en su caso, proponer las modificaciones pertinentes.

1.3 Organización de la tesis

La tesis está organizada de la siguiente manera:

Capítulo 1. Introducción

Se mencionan las razones para el empleo de losas postensadas como sistema estructural, algunas de las ventajas que se obtienen al emplearlas y se indican los objetivos planteados para el estudio del comportamiento ante fuerza cortante y momento flexionante simultáneos.

Capítulo 2. Revisión Bibliográfica

Se hace una revisión de las losas planas como sistema estructural, se comenta que al inicio el sistema se empleaba basado en resultados experimentales pero sin tener una base teórica para su análisis y diseño. Se menciona que en la evolución de las losas planas tuvieron un impacto significativo el sistema de las losas levantadas (lift slabs) que se benefició del postensado para el control del agrietamiento y de las mejoras en los sistemas de anclaje, con lo que se logran procedimientos constructivos eficientes de losas planas colados en sitio. Se hace un análisis de las estrategias de refuerzo tanto en flexión como en fuerza cortante, que entre otras técnicas incluye el incremento del peralte en la vecindad de las columnas, el uso de fibras para incrementar el esfuerzo resistente del concreto, el empleo de refuerzos metálicos y de fibras de carbono para aumentar la fuerza cortante resistente.

Capítulo 3. Diseño de la estructura prototipo

Se comentan los criterios empleados en el diseño de una estructura prototipo pequeña que sirve de base para la selección del espécimen de pruebas. Se comentan los modelos estructurales empleados que se establecieron siguiendo las recomendaciones de la sección 9.7 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-concreto, 2004). Se mencionan los criterios del método de la carga balanceada desarrollado por Lin (Lin, 1963) para tomar en cuenta el postensado en los modelos estructurales. Se diseña la estructura prototipo para las condiciones de servicio, y resistencia última.

Capítulo 4. Selección del espécimen y diseño del dispositivo de pruebas

Se hace una investigación de los diferentes dispositivos de prueba empleados en los ensayos de la conexión columna losa; con base en esta información y en las características del marco de pruebas del Laboratorio de Modelos Intermedios del Laboratorio de Estructuras del Departamento de Materiales de la UAM-Azcapotzalco, se selecciona un espécimen de la conexión columna losa postensada. Se diseña el marco de pruebas para el espécimen seleccionado cuidando que tenga la resistencia adecuada y que los desplazamientos internos no influyan en la prueba.

Capítulo 5. Análisis de resultados

Para cada espécimen de ensaye se describen los resultados obtenidos, como son los ciclos de histéresis, la degradación de rigidez, la disipación de energía, los patrones de agrietamiento, las gráficas de carga vs deformación unitaria, las ductilidades alcanzadas, las distorsiones de falla, entre otros parámetros de interés.

Capítulo 6. Conclusiones

En este capítulo se analizan las conclusiones que pueden plantearse a partir de las observaciones del comportamiento de los especímenes, del análisis de resultados y se propone incorporar estas conclusiones en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318. (2011). “Building code requirements for structural concrete”, American Concrete Institute.

ACIES, (2004). “Losas postensadas en edificación”, 3ª Sesión técnica monográfica, Asociación de Consultores Independientes de Estructuras de Edificación, España, 98 pp.

Cortina, P. (2006). “Comunicación personal”, México.

Englekirk, R. (2006). “Comunicación personal”, 2º Encuentro Latinoamericano de Estructuras Prefabricadas, Veracruz, México.

Lin, T. Y. (1963). “Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures”, ACI Journal, Vol. 60, No. 6, pp. 719-742. (j160-36).

Loera, P. S., y Ávila, R. J. A. (2000). “Análisis bajo carga vertical de losas planas con capiteles y ábacos”, Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 620.

Loera, P. S., y Ávila, R. J. A. (2001). “Ancho equivalente de losas planas con capiteles y ábacos ante fuerzas laterales”, Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 622.

Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Simón, R. (2006). “Comunicación personal”, México.

CAPÍTULO 2 REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

CONTENIDO

- 2.1 Las losas planas como sistema constructivo
- 2.2 Análisis estructural de losas planas
- 2.3 Diseño por flexión
- 2.4 Diseño por fuerza cortante. Losas sin refuerzo para cortante
- 2.5 Diseño por fuerza cortante. Losas con refuerzo para cortante
- 2.6 Diseño por fuerza cortante - incremento en el espesor de la losa
- 2.7 Diseño por fuerza cortante - fibras en el concreto
- 2.8 Diseño por fuerza cortante - concreto de alta resistencia y concreto ligero
- 2.9 Diseño por fuerza cortante - losas Con aberturas
- 2.10 Diseño por fuerza cortante - refuerzo de losas existentes
- 2.11 Diseño por fuerza cortante - refuerzo de losas con Sistema Lift slab
- 2.12 Influencia de la carga gravitacional
- 2.13 Investigaciones de losas planas en México

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 2.1 Primer prueba en una losa plana llevada a cabo en 1908 por la compañía Maillart and Co. en Zurich, (Jones, 2005)
- Figura 2.2 Primer prueba en una losa plana llevada a cabo en 1908 por la compañía Maillart and Co. en Zurich Losa plana, (Fürst, 1997)
- Figura 2.3 Prueba de carga de los almacenes Hoffmann construidos con el sistema tipo hongo de Turner en 1909, (Gasparini, 2002)
- Figura 2.4 Puente con losa plana sobre calle de Lafayette en St. Paul, construido por C. A. P. Turner, (Gasparini, 2002)
- Figura 2.5 Ensayo de una placa plana de nueve tableros a escala tres cuartos
- Figura 2.6 Edificio con losas postensadas en la ciudad de México, sistema de losas levantadas (lift slabs), (Cortina, 2000)
- Figura 2.7 Sistema PRESCON, postensado tipo botón, (www.prescon.com.php, 2012)
- Figura 2.8 Tendones de cabeza de botón, (Bondy, 2001)
- Figura 2.9 Anclaje desarrollado por Edward K. Rice, (Bondy, 2001)
- Figura 2.10 Anclajes encadenados desarrollo de Thomas E. Anderson, (Bondy, 2001)
- Figura 2.11 Anclaje de acero dulce, (Bondy, 2001)
- Figura 2.12 Momento estático total en un tablero de losa, (González Cuevas, 2005)
- Figura 2.13 Momento estático total en un tablero de losa, (Ferguson, 1960)
- Figura 2.14 Estructura equivalente, (González Cuevas, 2004)
- Figura 2.15 Viga sujeta únicamente a la carga de postensado
- Figura 2.16 Reacciones y momentos secundarios o hiperestáticos, (PTI, 2011)
- Figura 2.17 Formulas de la carga equivalente para perfiles típicos de tendones en vigas,

- (Naaman, 2004)
- Figura 2.18 Trazo del cable de presfuerzo y su carga equivalente, (Aalami, 1990)
- Figura 2.19 Característica carga-deformación de una zapata, (González Cuevas, 2004)
- Figura 2.20 Espécimen de ensaye y configuración de agrietamiento en una losa conectada a una columna de borde, (González Cuevas, 2004)
- Figura 2.21 Efecto del momento flexionante combinado con carga axial, (González Cuevas, 2004)
- Figura 2.22 Valores del parámetro J sobre columnas interiores, de borde y esquina, (González Cuevas, 2004)
- Figura 2.23 Ensayes de franja de losa, (Durrani, 1995)
- Figura 2.24 Experimento de estructura de 9 paneles, (Hwang, 2000)
- Figura 2.25 Experimento de la conexión Interior, (Robertson, 2006)
- Figura 2.26 Experimento de una conexión de borde en losas postensadas, (Foutch, 1990)
- Figura 2.27 Comparación entre V_{prueba} y $V_{predicha}$ con las fórmulas para losas con estribos, (Hawkins, 1974-c)
- Figura 2.28 Curvas Momento vs. Deflexión de las pruebas con cargas reversibles de la PCA, (Hawkins, 1974-c)
- Figura 2.29 Alternativa de refuerzo por cortante con segmentos de perfiles I, (Langohr, 1976)
- Figura 2.30 Refuerzo por cortante pre ensamblados, (Seible, 1980)
- Figura 2.31 Losa con refuerzo de pernos conectores sujeta a acciones sísmicas en mesa vibradora, (Kang, 2005)
- Figura 2.32 Refuerzo por cortante formado por alambres doblados, (Pillai, 1982)
- Figura 2.33 Conexión interior reforzada con estribos formados por una sola pieza y por grapas, (Hawkins, 1989)
- Figura 2.34 Conexión reforzada con estribos inclinados, (Oliveira, 2000)
- Figura 2.35 Refuerzo por cortante en forma de grapas y sombrero, (Yamada, 1992)
- Figura 2.36 Refuerzo por cortante en la conexión formado al doblar el acero de flexión, (Brooms, 2000).
- Figura 2.37 Refuerzo por cortante mediante ábacos, (Megally, 2000)
- Figura 2.38 Refuerzo mediante ábacos, (Dovich, 2005).
- Figura 2.39 Fibras corrugadas de acero, (Alexander, 1992)
- Figura 2.40 Fibras de acero corrugado de 50 mm de longitud, (www.eldemeri.com, 2012)
- Figura 2.41 Conexión interior reforzada con concreto de alta resistencia, (Marzouk, 1996)
- Figura 2.42 Refuerzo de una conexión interior con aberturas, (Brooms, 1990)
- Figura 2.43 Ejemplo del uso de pernos conectores de cortante en losas planas con huecos en la vecindad de las columnas, (Mokhtar, 1985)
- Figura 2.44 Conexión interior con aberturas rectangulares, (Teng, 2004)
- Figura 2.45 Espécimen de prueba de una losa de borde con aberturas, (El-Salakawy, 1999)
- Figura 2.46 Refuerzo de una conexión interior con placas de acero, (Marzouk, 2000)
- Figura 2.47 Refuerzo con placas de fibra y pernos, (Ebead, 2004)
- Figura 2.48 Refuerzo de pernos para losas, (El-Salakawy, 2003)
- Figura 2.49 Refuerzo con fibras de carbono, (Binici, 2005)

- Figura 2.50 Refuerzo de la unión columna-losa con fibras, (Stark, 2005)
 Figura 2.51 Refuerzo con Fibra de vidrio, (Cheng, 2005)
 Figura 2.52 Refuerzo por cortante en forma de collares de acero, (Corley, 1968)
 Figura 2.53 Influencia de la carga gravitacional en la capacidad de deformación
 Figura 2.54 Prueba experimental de una conexión entre losa y columna, (Rodríguez, 1982)
 Figura 2.55 Reparación de estructuras de losas planas mediante encamisado de columnas, (Rodríguez, 1998)
 Figura 2.56 Vista inferior de una losa aligerada típica, (Rodríguez, 1989)

ÍNDICE DE ECUACIONES

- Ecuación 2.1 Momento estático total eje GH
 Ecuación 2.2 Momento estático total eje EF
 Ecuación 2.3 Carga resultante (Nichols)
 Ecuación 2.4 Momento de la carga resultante (Nichols)
 Ecuación 2.5 Sumatoria de momentos (Nichols)
 Ecuación 2.6 Momento estático de una losa con ábacos o capiteles (Nichols)
 Ecuación 2.7 Simplificación del momento estático total (Nichols)
 Ecuación 2.8 Momento estático de una losa cuadrada (Nichols)
 Ecuación 2.9 Momento total, primario más secundario
 Ecuación 2.10 Momento debido a la excentricidad del cable
 Ecuación 2.11 Carga equivalente
 Ecuación 2.12 Idealización del esfuerzo cortante por penetración
 Ecuación 2.13 Esfuerzo cortante por penetración Moe, para $c/d < 3$
 Ecuación 2.14 Esfuerzo cortante por penetración Mor, para $c/d > 3$
 Ecuación 2.15 Esfuerzo cortante por penetración ACI-ASCE 326 (1962)
 Ecuación 2.16 Esfuerzo cortante resistente Graw
 Ecuación 2.17 Esfuerzo cortante por penetración, con momento desbalanceado
 Ecuación 2.18 Cantidad de momento que se transfiere por excentricidad de la fuerza cortante

2.1 Las losas planas como sistema constructivo

La idea de construir estructuras de concreto apoyando las losas directamente sobre columnas, a diferencia de apoyar las losas sobre vigas que transmitieran las cargas a las columnas, parece haberse originado a principios del siglo XX. Se construyeron edificios y puentes con este sistema mucho antes de que los ingenieros tuviesen herramientas analíticas para diseñarlos aun en forma aproximada. Las losas planas son un ejemplo clásico del desarrollo de sistemas estructurales construidos sobre la base de experiencias y conocimientos empíricos, antes de que se elaborasen teorías así fuesen rudimentarias de su comportamiento. Inclusive algunas formas de colocación del acero de refuerzo diferían de las retículas ortogonales usadas comúnmente en la actualidad, y consistían de círculos concéntricos alrededor de las columnas y barras radiales que partían de las mismas. Algunos de estos sistemas estaban patentados.

Ante la falta de algún apoyo teórico, los fabricantes de estas estructuras realizaban pruebas de carga en estructuras reales o en modelos a escala para comprobar su resistencia. Las primeras pruebas experimentales reportadas en la literatura son las llevadas a cabo por C. A. P. Turner en Estados Unidos en 1905 y paralelamente por Robert Maillart en Zurich, en 1908. Se ensayaron losas a escala reducida 1:1/3 (Jones, 2005 y Fürst, 2005) como se aprecia en las figuras 2.1 y 2.2, aplicando las cargas con sacos de arena.

Otra de las pruebas documentadas se llevó a cabo para los almacenes Hoffmann en 1909, en una losa plana construida con el sistema de capiteles en las columnas para incrementar la resistencia ante fuerza cortante, conocido como el sistema tipo hongo de Turner (Gasparini, 2002), como se puede apreciar en la figura 2.3.



Figura 2.1 Primera prueba en una losa plana llevada a cabo en 1908 por la compañía Maillart and Co. en Zurich, (Jones, 2005)



Figura 2.2 Primera prueba en una losa plana llevada a cabo en 1908 por la compañía Maillart and Co. en Zurich Losa plana, (Fürst, 1997)

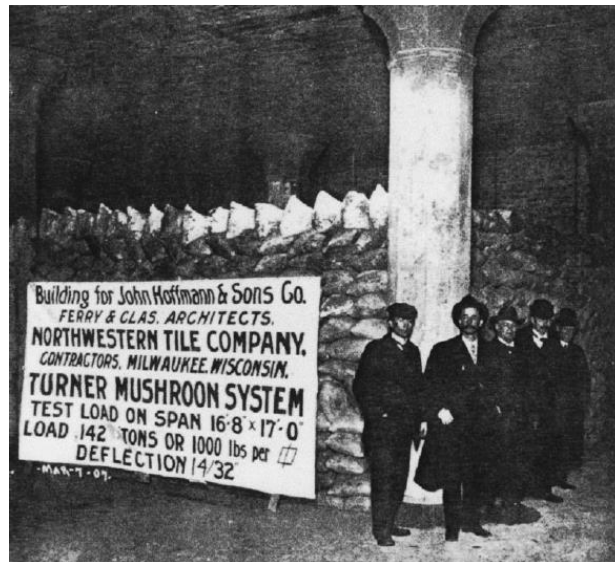


Figura 2.3 Prueba de carga de los almacenes Hoffmann construidos con el sistema tipo hongo de Turner en 1909, (Gasparini, 2002)

En los Estados Unidos, a principios del siglo XX, se realizaron también pruebas de carga, similares a las de los ejemplos anteriores, en edificios construidos a base de losas planas. Algunas de estas pruebas se pudieron llevar hasta la falla, aprovechando la circunstancia de que los edificios se iban a demoler. Algunos ejemplos son los edificios Deere and Weber, de 11 pisos, construido en 1911 (Talbot and Slater, 1913); el Edificio Shredded Wheat Factory, de tres pisos, cuyo diseño se basó en el ensaye de una pequeña losa de hule (Talbot and Slater, 1916); y el edificio Schulze Baking Company, de 5 pisos, con capiteles octagonales en forma de campana (Talbot and Slater, 1916). En estos edificios ya se midieron deflexiones en varios puntos de la losa ensayada y deformaciones

unitarias con strain gages en las barras de acero, para calcular los esfuerzos correspondientes.

Otra de las aplicaciones que se dio al sistema fue en la construcción de puentes carreteros. En la figura 2.4 se muestra el puente sobre la calle Lafayette en St. Paul construido por C. A. P Turner también a principios del siglo 20.



Figura 2.4 Puente con losa plana sobre calle de Lafayette en St. Paul, construido por C. A. P. Turner, (Gasparini, 2002)

Con el paso del tiempo se fueron desarrollando teorías y métodos analíticos para un diseño racional de las losas planas, los cuales se presentarán en las siguientes dos secciones de este capítulo. También se continuaron haciendo ensayos en estructuras reales o en modelos de laboratorio para comprobar las teorías y métodos analíticos. Una de las pruebas físicas más completas consistió en el ensaye de una estructura cuadrada de 14 m de lado, con tres tableros de losa plana en cada dirección, llevado a cabo en los laboratorios de la Portland Cement Association en Chicago (Guralnick, 1963), figura 2.5. Uno de los objetivos de este estudio fue comparar los resultados obtenidos con los correspondientes a los de una estructura similar, pero ensayada a escala de un cuarto en la Universidad de Illinois (Mayers, 1959).

Para los años cincuenta, el sistema estructural a base de losas planas se usaba ampliamente en muchos países. Resultaban muy competitivas para edificios con cargas gravitacionales relativamente ligeras y claros entre 6 y 8 m. El refuerzo por flexión consistía generalmente en parrillas ortogonales con concentraciones de refuerzo en las zonas vecinas a los ejes de columnas. Usualmente se colocaba también refuerzo sobre las columnas para evitar las fallas en cortante por penetración. El estudio de edificios construidos de esta manera se retoma en los trabajos de Durrani (Durrani, 1995), Hwang (Hwang, 2000) y Robertson (Robertson, 2006) en los que se concluye que si las cargas gravitacionales son bajas y el acero de refuerzo adherido es continuo a través de la

columna, la falla se presenta por flexión. Pero si las cargas aplicadas se incrementan, la capacidad de deformación de la conexión columna-losa se reduce y la falla se presenta por penetración por cortante. En las siguientes secciones se revisan con más detalle estos tipos de falla.

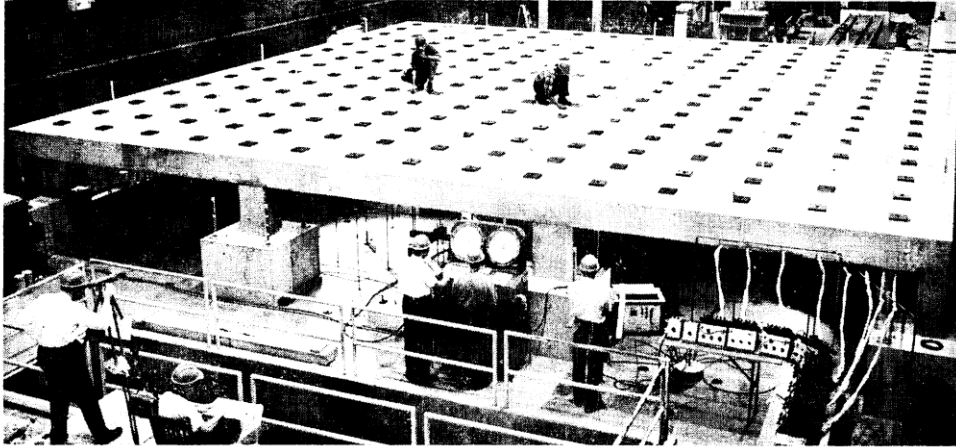


Figura 2.5 Ensayo de una placa plana de nueve tableros a escala tres cuartos, (Guralnick, 1963)

En 1948 inició el proceso de patente del método de losas levantadas (lift slabs). El primer edificio construido con este sistema se terminó en 1950 para los dormitorios de la Trinity University en San Antonio Texas (Rusillo, 1988). Estas losas se colaban a nivel del terreno y luego se izaban a su posición final, empezando por la del piso superior. Al igual que las losas planas originales, también se apoyaban directamente sobre las columnas o se fijaban a ellas mediante collarines.

En la Ciudad de México uno de los primeros edificios construidos con el sistema de losas levantadas y postensadas, se construyó en el año 1971 (Cortina, 2000) en la zona de Lomas (NTCS-2004). El edificio de 9 niveles tiene 2 crujías en una dirección y 3 en la otra, como se muestra en la figura 2.6. El postensado se llevó a cabo con el sistema PRESCON figura 2.7. El sistema sísmoresistente perimetral, así como la regularidad en planta y elevación, le han permitido soportar sismos tan intensos como el de 1985 sin sufrir daños estructurales.

Se puede considerar que las losas postensadas, como se usan hoy en día, deben su existencia al método constructivo de losas levantadas “lift slabs”. Como las deflexiones en este sistema eran muy grandes, para controlarlas, muchos diseñadores decidieron introducir el postensado a las losas levantadas. Para ello, recurrieron a técnicas empleadas en la construcción de puentes mediante el sistema de tendones con cabeza de botón (BBRV), ver figura 2.8. Sin embargo, como ambos extremos del cable, tanto el anclaje muerto como el vivo, debían construirse en planta, se requería una longitud muy precisa del cable al momento de construir la losa. También se requerían elementos especiales para tapar los anclajes y acopladores voluminosos y caros cuando la longitud del cable era muy larga.

El desarrollo de un sistema de anclaje por parte de Edward K. Rice (Aalami, 2007) que no requería tanta precisión en la longitud de los cables, facilitó la construcción de las losas levantadas. En la figura 2.9 se muestra este anclaje desarrollado para la compañía Atlas Prestressing Corp. (Bondy, 2001). Algunas de las ventajas del sistema eran que los cables podían ser varios centímetros más largos que la losa, pues lo importante es la ubicación final de las anclas, y que no se requerían acopladores intermedios ni elementos especiales para tapar los anclajes, pues se podían cubrir con el mismo concreto.

Posteriormente Thomas E. Anderson, sugiere encadenar los anclajes para darles mayor seguridad (Bondy, 2007) como se muestra en la figura 2.10.

Con la introducción de los anclajes de acero dulce en 1963, se llegó prácticamente al sistema de postensado que se emplea actualmente. En la figura 2.11 se muestra un ancla de acero dulce.

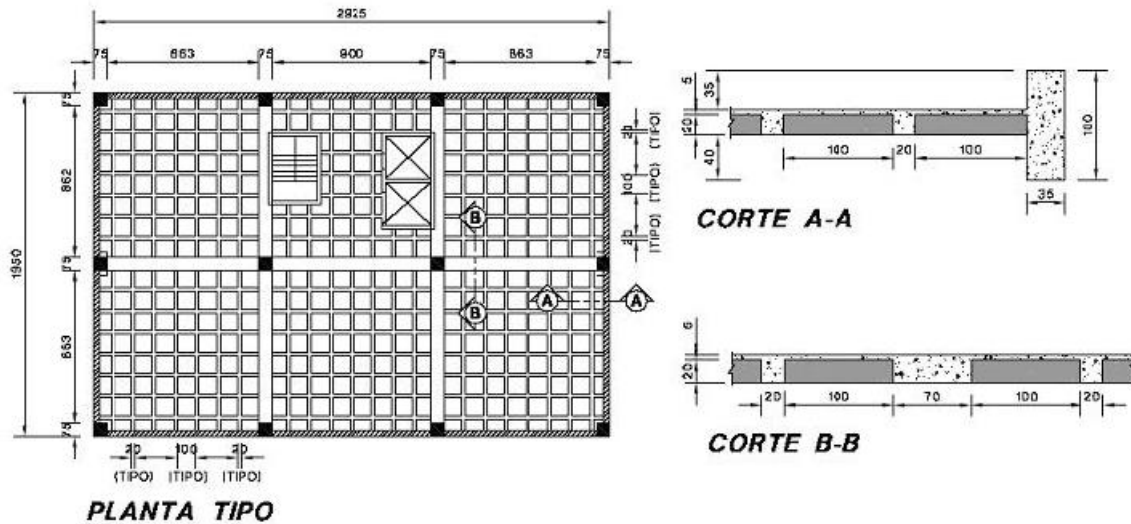


Figura 2.6 Edificio con losas postensadas en la ciudad de México, sistema de losas levantadas (lift slabs), (Cortina, 2005)

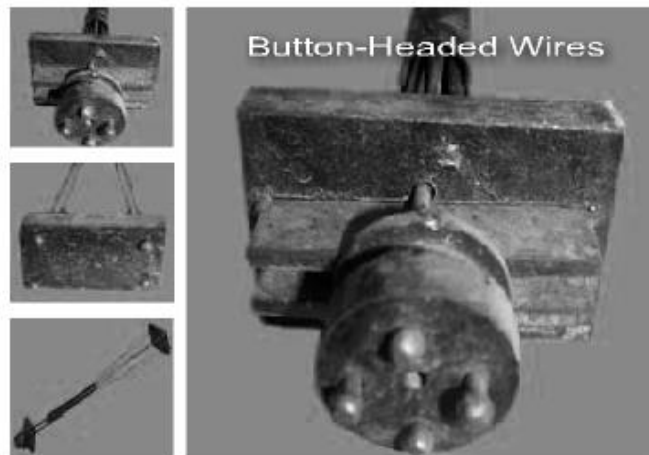


Figura 2.7 Sistema PRESCON, postensado tipo botón, (www.prescon.com.php, 2012)

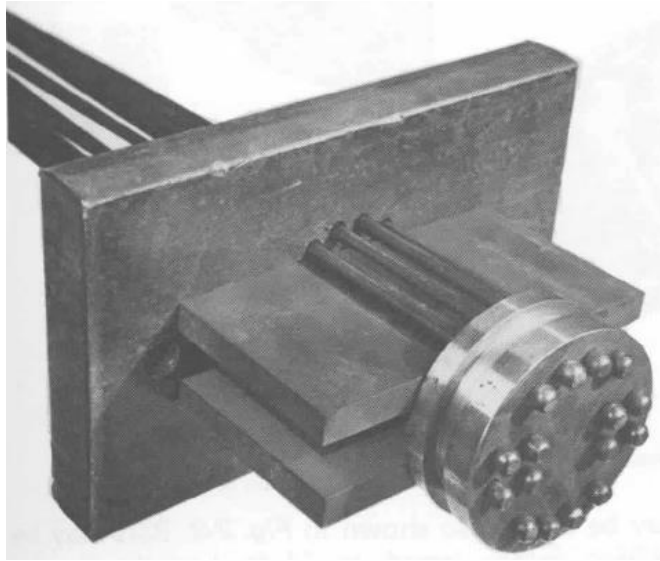


Figura 2.8 Tendones de cabeza de botón, (Bondy, 2001)



Figura 2.9 Anclaje desarrollado por Edward K. Rice, (Bondy, 2001)



Figura 2.10 Anclajes encadenados, desarrollo de Thomas E. Anderson, (Bondy, 2001)

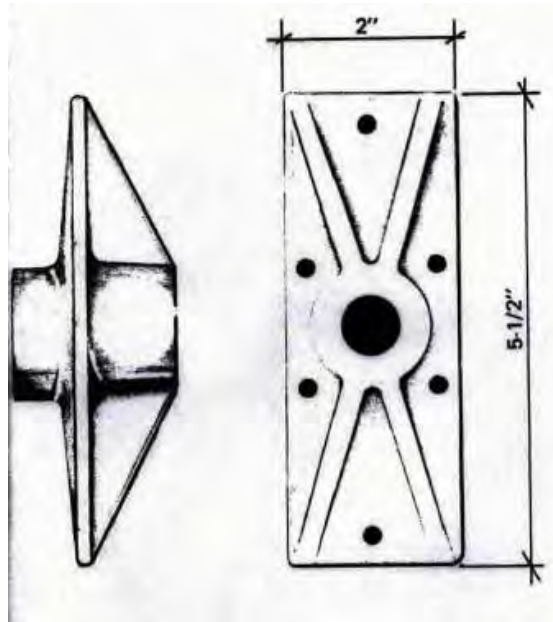


Figura 2.11 Anclaje de acero dulce, (Bondy, 2001)

Con el tiempo se observó que los nuevos sistemas de anclaje permitían la construcción en su sitio de las losas sin tener que levantarlas. Las ventajas competitivas del sistema de losas postensadas coladas en su sitio final, hicieron que el sistema de losas levantadas perdiera mercado y con el tiempo prácticamente dejaron de emplearse. En Estados Unidos las losas postensadas coladas en sitio sustituyeron a las losas levantadas a partir de 1960 aproximadamente.

A partir de 1964 se empezaron a llevar a cabo ensayos en losas planas postensadas, sistema estructural que empezaba a usarse en Estados Unidos y del cual se tenían muchas dudas respecto a su comportamiento. Un resumen de estos ensayos se presenta en (PTI, 1977). Una serie de tres ensayos, semejantes a los de Guralnick con losas de concreto reforzado, se realizó en la Universidad de Texas, en Austin, con un modelo de nueve tableros, tres por tres, a escala un tercio; otro también de nueve tableros a escala un medio y otro de cuatro tableros, dos por dos, a escala un medio. Estos trabajos llevados a cabo por Burns, Hemakom y Winter se describen también en (PTI, 1977).

Las losas planas postensadas, como sistemas constructivos, pueden ser con tendones adheridos o con tendones no adheridos. La diferencia es que en los primeros se inyecta un mortero o “grout” entre los tendones y sus camisas después de tensarlos y anclarlos. Mientras que en los sistemas con tendones no adheridos, los tendones quedan libres dentro de sus camisas. El comportamiento estructural de ambos sistemas es diferente. En el sistema de tendones adheridos, las deformaciones unitarias en tensión de los tendones y del concreto que los rodea son iguales o prácticamente iguales, como en concreto reforzado; estas deformaciones y los esfuerzos correspondientes varían a lo largo de los elementos estructurales en función de los momentos flexionantes. En cambio, en sistemas con tendones no adheridos, las deformaciones unitarias y los esfuerzos en los tendones son

prácticamente constantes a lo largo de los elementos estructurales entre sus extremos anclados; no hay esfuerzos máximos en las secciones de momentos flexionantes máximos.

En los Estados Unidos y en México la gran mayoría de las edificaciones con losas planas postensadas se han construido con el sistema de tendones no adheridos, aunque en otros países se usan más los adheridos. Esta preferencia por los tendones no adheridos obedece principalmente a razones económicas, a una mayor facilidad y rapidez de construcción, y a una mayor adaptabilidad a la forma de las edificaciones. Además, desde el punto de vista del comportamiento estructural, los tendones no adheridos tienen una importante ventaja sobre los adheridos: su capacidad como catenaria (PTI DC-20, 2011). Esta capacidad se explica de la siguiente manera. La única manera de incrementar los esfuerzos en un tendón no adherido es incrementar su longitud entre los anclajes, ya que, como se planteó en el párrafo anterior, las deformaciones unitarias producidas por momentos flexionantes se distribuyen uniformemente a lo largo del tendón; este es el efecto de catenaria. Así que es prácticamente imposible hacer fallar un tendón mediante la aplicación de cargas. También los tendones son generalmente continuos de un extremo a otro de los elementos, sin traslapes interiores, lo que evita que se desarrolle un colapso progresivo de la estructura en caso de que se pierda el apoyo en una o más columnas. En uno de los ensayos de una losa de tres por tres claros realizado en la Universidad de Texas, referido anteriormente, se destensaron todos los tendones del claro central en las dos direcciones, lo que resultaba en la pérdida total de presfuerzo en una dirección en cada uno de los cuatro tableros de borde adyacentes al tablero central. Sin embargo, estos cuatro tableros pudieron resistir su carga de diseño sin sufrir mayores daños.

Desde luego, los tendones no adheridos también tienen desventajas respecto a los adheridos. Una de ellas es que si se pierde la fuerza de un tendón en un claro de una estructura con varios claros continuos, se pierde en todos los claros.

La experiencia que se ha tenido con la construcción de un gran número de edificios importantes con losas planas postensadas, y los resultados de investigaciones teóricas y experimentales sobre el tema, han sido positivos y este sistema estructural se considera actualmente confiable y económico para edificios de varios pisos y con claros relativamente grandes. Sin embargo, existen algunas objeciones a la utilización en zonas de alta sismicidad de sistemas estructurales que trabajen a flexión con tendones postensados no adheridos, derivadas de la consideración de que los tendones de presfuerzo son poco dúctiles, que no pueden ser esforzados más allá de su rango de comportamiento elástico aún en sismos severos, y que por lo tanto, no pueden disipar mucha energía.

Una estrategia para contrarrestar este comportamiento indeseable consiste en combinar los tendones no adheridos con barras de refuerzo ordinario, las cuales sí pueden incursionar en su rango inelástico y disipar energía. Aunque esto es posible, la mayoría de los reglamentos de construcción especifican que en zonas de alta sismicidad se use un doble sistema estructural. Uno llamado primario que está constituido por marcos rígidos de concreto reforzado, por marcos contraventeados, por muros de cortante o por una combinación de estos elementos, que sea capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas y que tenga la ductilidad requerida según su diseño estructural; este sistema se coloca generalmente en la periferia de la estructura por razones de eficacia, pero puede estar

ubicado parcialmente en la parte interior. Y el segundo sistema, llamado secundario, es el constituido por la estructura de columnas y losas planas postensadas. Este sistema debe ser capaz de resistir las cargas gravitacionales y las acciones sísmicas que le correspondan al hacer un análisis de los dos sistemas en conjunto; también debe ser capaz de admitir, sin colapsar, los desplazamientos laterales inducidos por el sismo de diseño. Esta estrategia, llamada del sistema dual, es la especificada en la actualidad en los reglamentos más usados internacionalmente (ACI Committee 318, 2011, Capítulo 21; International Code Council, 2006, Capítulos 7, 16 y 19; Gobierno del D.F., 2004, Capítulo 9)

Es importante señalar que un aspecto que se debate en relación con este sistema dual es la ductilidad de la estructura, ya que está compuesta por un sistema primario de concreto reforzado, que puede diseñarse para que tenga una amplia ductilidad, y un sistema de columnas y losas planas postensadas cuya ductilidad no se ha podido establecer de manera clara, especialmente en lo que se refiere a la ductilidad de las conexiones entre columnas y losas. En las NTC-C 2004 (sección 9.7.3) se especifica que aunque el sistema primario se puede diseñar con un valor de Q de hasta 4, el sistema dual, o sea, los dos sistemas en conjunto, debe diseñarse con un valor máximo de Q igual a 2. También se especifica que la distorsión máxima de entrepiso en ningún caso debe exceder de 0.006, mientras que para otros sistemas estructurales se acepta hasta 0.012 cuando no hay elementos no estructurales que puedan dañarse al deformarse lateralmente la estructura. En la misma sección 9.7.3 de las NTC-C 2004 se establece que se debe revisar que no se alcance ningún estado límite de falla frágil, *especialmente en la conexión losa-columna* (cursivas del autor). Se puede apreciar entonces que una de las razones principales para considerar al sistema estructural de columnas con losas planas postensadas como un sistema de baja o media ductilidad es precisamente la incertidumbre en el comportamiento dúctil de las conexiones. Por las condiciones expuestas en este párrafo, el presente trabajo tiene como objetivo general estudiar el comportamiento de conexiones bajo cargas cíclicas repetidas que simulen la acción de sismos.

2.2 Análisis estructural de losas planas

En la sección anterior se comentó que las losas planas se empezaron a construir antes de que se dispusiese de métodos de análisis y diseño desarrollados sobre bases teóricas firmes. La primera aportación importante para llegar a estos métodos fue de J. R. Nichols en 1914.

Este autor consideró que en un tablero interior de losa plana, como el mostrado en la figura 2.12-a, en las líneas centrales del tablero, $E-F$ y GH , debía cumplirse el principio fundamental de la Estática de que en una viga sujeta a flexión, el momento estático total, definido como el momento positivo al centro del claro más el promedio de los momentos negativos en los apoyos, debe valer $wl^2/8$, donde w es la carga uniformemente distribuida y l es el claro de la viga. Si el tablero $ABCD$ de la figura 2.12 se concentra en el eje central GH , la carga por unidad de longitud se vuelve wl_2 , donde l_2 es el claro perpendicular a la dirección en que se hace el análisis, figura 2.12-b. Por un razonamiento semejante, en el eje EF la carga sería wl_1 . El momento estático total en el eje GH sería, como se muestra en la figura 2.12-c.

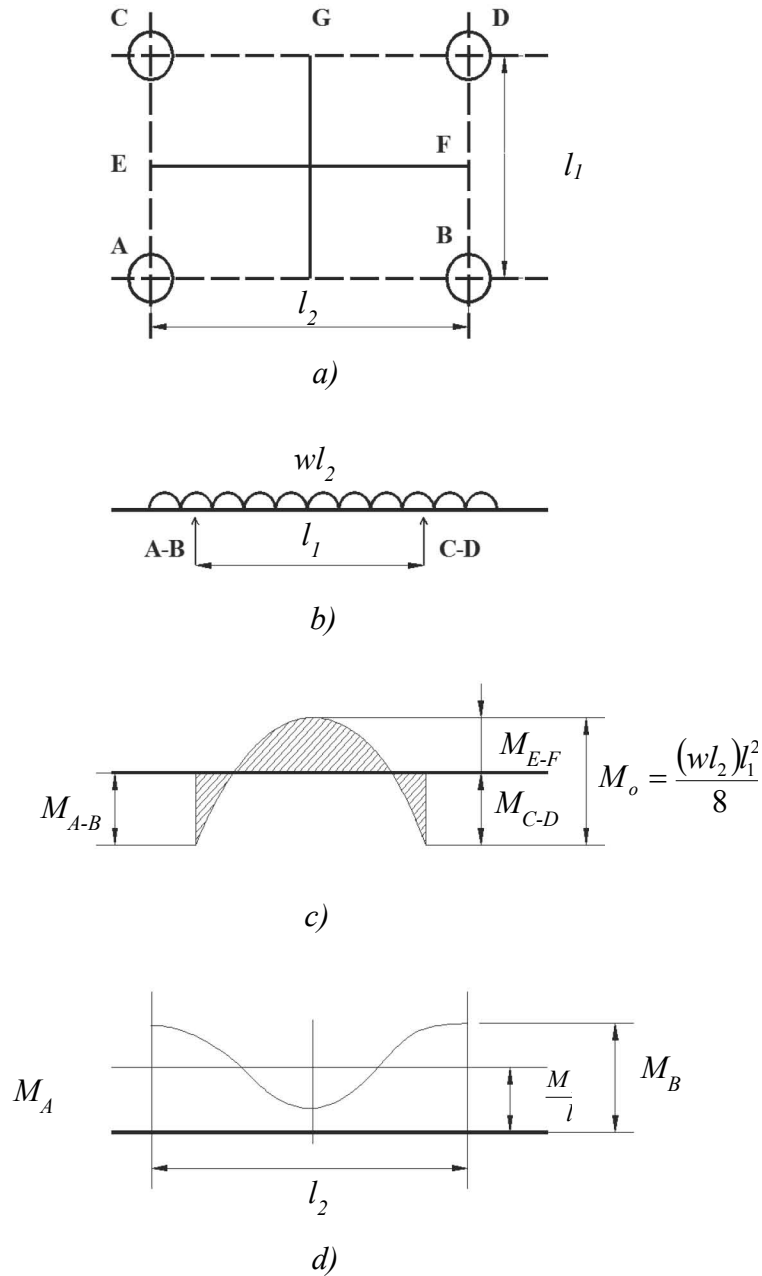


Figura 2.12 Momento estático total en un tablero de losa, (González Cuevas, 2005)

$$M_o = \frac{(wl_2)l_1^2}{8} \quad (2.1)$$

En el eje EF sería,

$$M_o = \frac{(wl_1)l_2^2}{8} \quad (2.2)$$

Estas ecuaciones para calcular el momento estático total fueron modificadas por Nichols para tomar en cuenta que los apoyos en las losas planas no son puntuales como en una viga, que varían a lo largo del eje transversal, y que las losas planas pueden tener ábacos y capiteles.

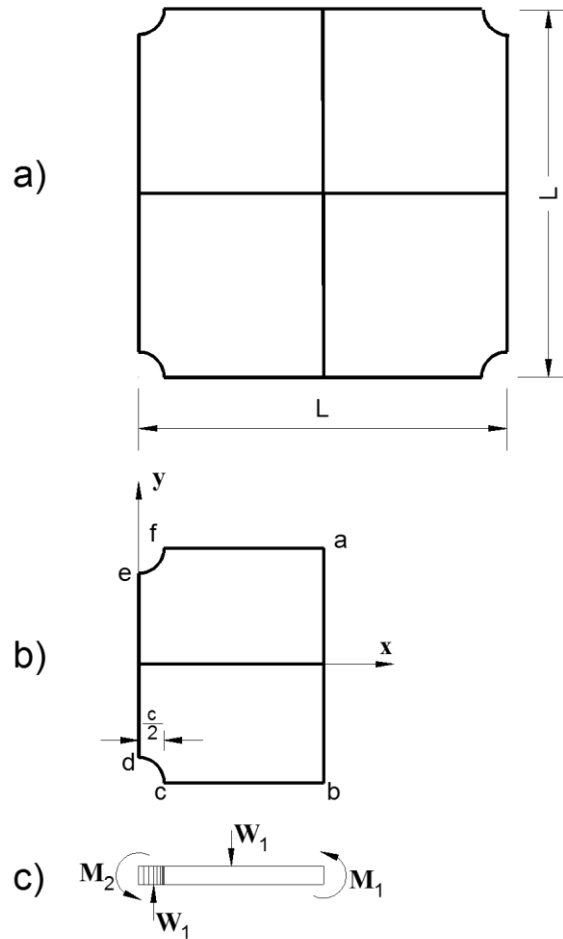


Figura 2.13 Momento estático total en un tablero de losa, (Ferguson, 1960)

En la figura 2.13 se muestra un tablero de una losa cuadrada a la que se aplica una carga distribuida uniformemente w , considere también que los tableros adyacentes tienen cargas y dimensiones similares. Las líneas rectas en los bordes del tablero, son todas ejes de simetría, lo que indica que están libres de torsión y fuerza cortante. Por lo tanto, toda la fuerza cortante y la torsión deben desarrollarse alrededor de la esquina curva con forma del capitel de la columna.

Si la losa se divide a lo largo de la línea que define la mitad del tablero, esta línea no tiene fuerza cortante ni torsión.

De esta forma, el cuerpo libre de la figura 2.13-c está sujeto a la fuerza W_1 dirigida hacia abajo, actuando en el centroide del área cargada, y a una fuerza cortante igual a W_1 dirigida hacia arriba actuando en el cuadrante curvo. El momento positivo total M_I

actuando a la mitad de la sección *ab*, y el momento negativo total M_2 actuando alrededor del eje *y* en la sección *cd ef*. Así se asume que el momento flexionante alrededor del capitel de la columna es uniformemente distribuido, lo que significa que no existen momentos torsionantes. Los momentos también existen alrededor del eje *x* en la secciones *efa* y *dcb*, pero esos momentos no se participan en la $\Sigma My=0$.

donde

c = diámetro de la columna

La carga W_l , puede determinarse con la ecuación 2.3

$$W_l = w \left(\frac{l^2}{2} - \frac{\pi c^2}{8} \right) = \frac{w}{2} \left(l^2 - \frac{\pi c^2}{4} \right) = \frac{wl^2}{2} - \frac{w\pi c^2}{8} \quad (2.3)$$

El momento flexionante de esta carga alrededor del eje *y*, puede determinarse multiplicando cada término de la ecuación por la distancia del centroide de la carga al eje *y*. Para la sección rectangular el centroide es $L/4$ y para el medio círculo, es $2c/3\pi$, donde c es el diámetro del ábaco o del capitel. El momento que genera esta carga alrededor del eje *y* se calcula con la ecuación 2.4

$$My = \frac{wl^2}{2} \left(\frac{l}{4} \right) - \frac{w\pi c^2}{8} \left(\frac{2c}{3\pi} \right) = \frac{wl^3}{8} - \frac{wc^3}{12} \quad (2.4)$$

Si la fuerza cortante W_l dirigida hacia arriba se considera uniformemente distribuida alrededor de los cuadrantes *cd* y *ef*, la resultante actúa a una distancia c/π del eje *y*. El equilibrio de momentos alrededor del eje *y* se determina con la ecuación 2.5.

$$\Sigma My = -M_1 - M_2 + \frac{wl^3}{8} - \frac{wc^3}{12} - \frac{w}{2} \left(l^2 - \frac{\pi c^2}{4} \right) \frac{c}{\pi} = 0 \quad (2.5)$$

Reagrupando términos, se llega a la ecuación 2.6.

$$M_0 = \frac{wl^3}{8} \left(1 + \frac{c^3}{3l^3} - \frac{4c}{\pi l} \right) \quad (2.6)$$

Nichols simplificó la ecuación anterior considerando que el término entre paréntesis puede aproximarse de la siguiente manera.

$$\left(1 + \frac{c^3}{3l^3} - \frac{4c}{\pi l} \right) \approx \left(1 - \frac{2c}{3l} \right)^2$$

Sustituyendo en la ecuación 2.6 se llega a la ecuación 2.7

$$M_0 = \frac{wl^3}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l} \right)^2 \quad (2.7)$$

Otra forma de presentar la ecuación 2.7 es considerar que el término wl^2 es igual a W , ver ecuación 2.8.

$$M_0 = \frac{Wl}{8} \left(1 - \frac{2c}{3l} \right)^2 \quad (2.8)$$

Cuando estas ecuaciones se incorporaron a los reglamentos de construcción, el coeficiente $1/8$ se modificó a 0.107 y posteriormente a 0.09 , para tomar en cuenta que los ensayos de estructuras reales de losas planas mencionados en la sección 5.1, habían resistido cargas muy superiores a las calculadas con las expresiones de Nichols. En el Reglamento ACI se conservó la ecuación con el coeficiente de 0.09 hasta antes de la edición de 1971, y en las NTC-C, hasta la edición de 1976 con un coeficiente de 0.115 . En ambos casos se establecían varias limitaciones en cuanto a regularidad de las estructuras para poder usar la fórmula de Nichols.

Las ecuaciones de Nichols permitían calcular los momentos estáticos totales, pero no su distribución entre momentos negativos y positivos, ni su distribución en dirección perpendicular a la del análisis, o sea, en dirección transversal. Por ejemplo, con referencia a la figura 2.12-c, se puede calcular el momento M_o pero no cuánto valen los momentos negativos M_{A-B} y M_{C-D} ni el momento positivo M_{E-F} . Si se conociese M_{A-B} , no se podría saber cuánto vale el momento en los ejes de columnas A y B , y cuánto en el centro del claro entre dichos ejes. Cualitativamente esta distribución de momentos tendría la forma de la línea curva de la figura 2.12-d, o sea, serían mayores los momentos en los ejes de columnas porque la losa está más restringida en dichos ejes de columnas que en el centro del claro, pero no se pueden cuantificar con las expresiones de Nichols. Para hacer esta distribución de momentos se establecieron coeficientes obtenidos de análisis elásticos llevados a cabo por Westergaard y Slater (1921) y de los ensayos ya mencionados de Talbot y Slater (1913 y 1916). Estos coeficientes se incorporaron a los reglamentos de construcción del ACI y del Distrito Federal.

La principal limitación que tenía el uso de las ecuaciones de Nichols, complementadas con los coeficientes de distribución de momentos, era que sólo resultaba de utilidad para el análisis con cargas verticales. Las estructuras de losas planas ubicadas en zonas sísmicas no podían analizarse de esta manera. Para resolver esta limitación se desarrolló el método de la estructura equivalente, que consiste en dividir la estructura en un sistema de marcos cuyas columnas son las de la estructura y sus trabes son franjas de losas comprendidas entre los ejes centrales de los tableros adyacentes. En la figura 2.14 se ilustra este concepto (González Cuevas, 2004).

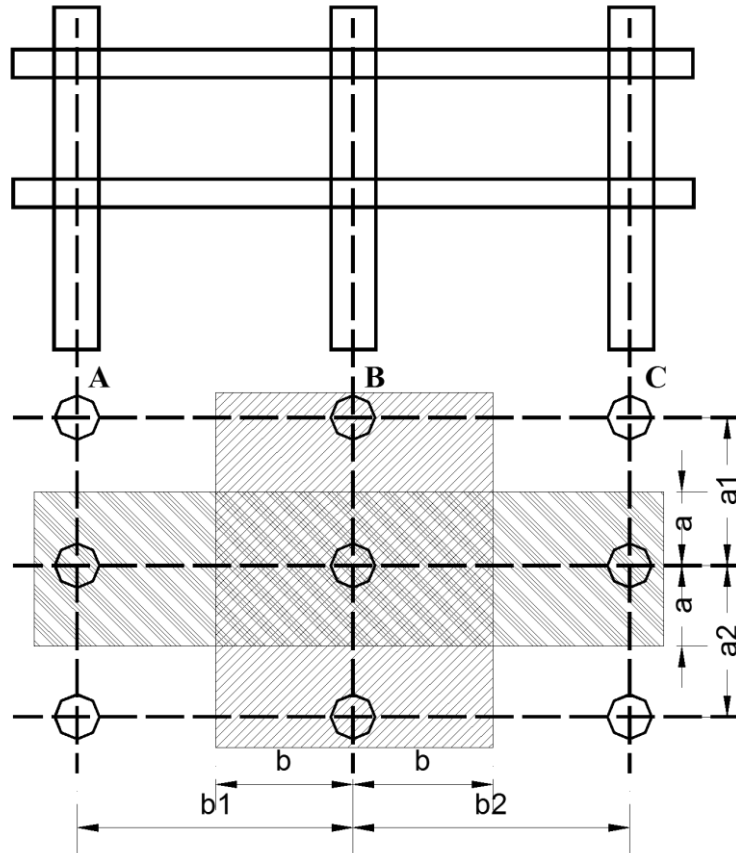


Figura 2.14 Estructura equivalente, (González Cuevas, 2004)

Uno de los problemas más complicados con el método de la estructura equivalente es el de estimar las rigideces a flexión de las vigas del marco, que en realidad no son vigas, sino franjas de losas de un ancho mucho mayor que la sección transversal de las columnas. A diferencia de marcos constituidos por columnas y vigas, en sistemas de losas planas la rigidez de las vigas no está concentrada en el eje de columnas. La rigidez de las losas es mayor en el eje de columnas y va disminuyendo hacia el centro de los tableros. Otra complicación radica en que el comportamiento de estas estructuras es diferente bajo cargas gravitacionales que bajo acciones sísmicas. Esto ha conducido a establecer sistemas muy elaborados para calcular las rigideces de columnas y losas, según se analice la estructura bajo cargas gravitacionales o laterales, y dependiendo de si la estructura tiene capiteles y ábacos, o no los tiene. En las NTC-C se especifica un conjunto de disposiciones a este respecto derivadas de trabajos realizados por Loera (2000 y 2001).

En el Reglamento ACI, hasta antes de 1971, se consideraban por separado las losas apoyadas en su perímetro sobre elementos rígidos, muros o vigas de rigidez a flexión mucho mayor que la de las losas, y losas apoyadas directamente sobre columnas, o sea, losas planas. A partir de 1971 se incluyó un método general aplicable a ambos tipos de losas, que se basa en el concepto de que la rigidez de los apoyos en una losa perimetralmente apoyada puede ir disminuyendo gradualmente hasta que el sistema se convierte en una losa plana. El Reglamento presenta dos posibilidades de aplicar este método, una llamada método directo y otra método de la estructura equivalente, (González

Cuevas, 2004). El primero tiene, entre otras limitaciones, la de ser aplicable únicamente bajo cargas gravitacionales, por lo que es semejante en sus principios al método de las ecuaciones de Nichols. El segundo es semejante al de la estructura equivalente ya comentado, pero se aplica a estructuras con vigas de cualquier rigidez, incluyendo vigas de rigidez nula, o sea, losas planas.

El acceso relativamente fácil a poderosos programas de cómputo de análisis estructural permite ahora modelar los sistemas estructurales a base de losas planas sin necesidad de hacer suposiciones respecto a los anchos equivalentes de losas o a su rigidez a flexión, ya que pueden modelarse retículas de elementos lineales en dos direcciones que representan con mejor precisión el comportamiento de las losas. Ya no se requiere concentrar la losa en una sola viga que corre en el eje de columnas. Por esta razón, algunos diseñadores han sugerido que se eliminen de los reglamentos disposiciones como las de las NTC-C 2004 que se han comentado anteriormente, aunque no parece que esto vaya a suceder en el futuro inmediato. De todas maneras, el análisis estructural de los sistemas estructurales a base de losas planas puede hacerse ahora de manera más realista y sin tantas limitaciones como ocurría con los sistemas semiempíricos usados hasta hace algunos años.

El análisis estructural de losas planas postensadas presenta algunas diferencias con el de losas planas de concreto reforzado, que son las tratadas en los párrafos anteriores. El origen de estas diferencias radica en el efecto de las fuerzas de presfuerzo en elementos hiperestáticos, como son las losas planas. Este efecto se ilustra en la figuras 2.15 y 2.16. En la 2.15-a se muestra una viga continua de tres claros con su tendón de presfuerzo. Si se libera temporalmente de sus dos apoyos centrales, la viga se levantaría por efecto del presfuerzo, como se muestra en la figura 2.15-b. Pero como en realidad no puede levantarse por estar unida a sus apoyos, aparecen reacciones hiperestáticas en estos apoyos como se indica en la figura 2.16-a, las cuales, a su vez, producen momentos flexionantes en la viga, como los de la figura 2.16-b. Estos momentos reciben el nombre de momentos secundarios, no porque sean pequeños, sino porque son un subproducto de las fuerzas de presfuerzo aplicadas a la estructura. O sea, que la fuerza de presfuerzo en estructuras hiperestáticas produce momentos adicionales a los producidos por las cargas. Los momentos totales, M_t , serían iguales a los primarios, M_1 , que como en estructuras presforzadas isostáticas son iguales a la fuerza de presfuerzo multiplicada por su excentricidad, más los momentos secundarios, M_2 :

$$M_t = M_1 + M_2 \quad (2.9)$$

$$M_t = Fe + M_2 \quad (2.10)$$

En las losas planas postensadas, como son estructuras hiperestáticas, habría que calcular los momentos primarios y secundarios. Sin embargo, este cálculo se simplifica notoriamente usando el método de la carga balanceada introducido por T. Y. Lin, en 1963 (Lin, 1963) que se describe a continuación.

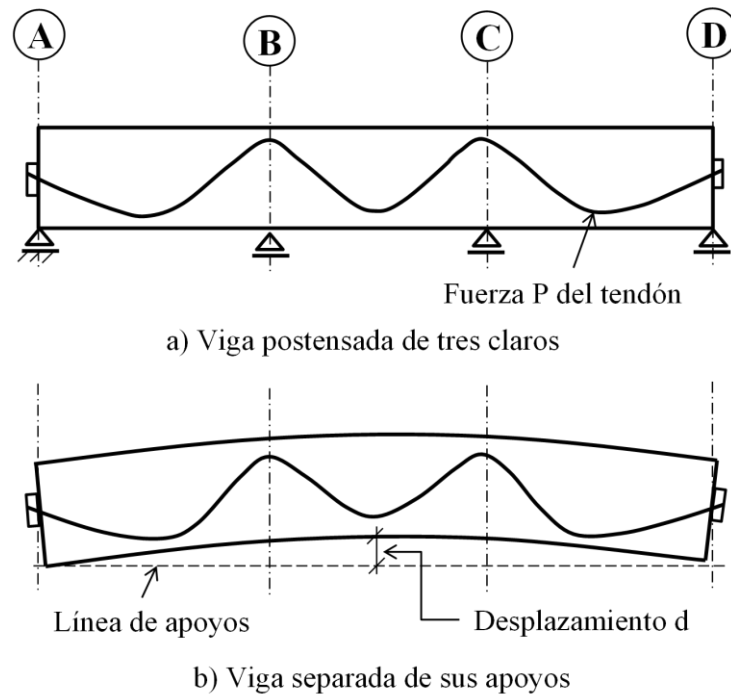


Figura 2.15 Viga sujeta únicamente a la carga de postensado, (PTI, 2011)

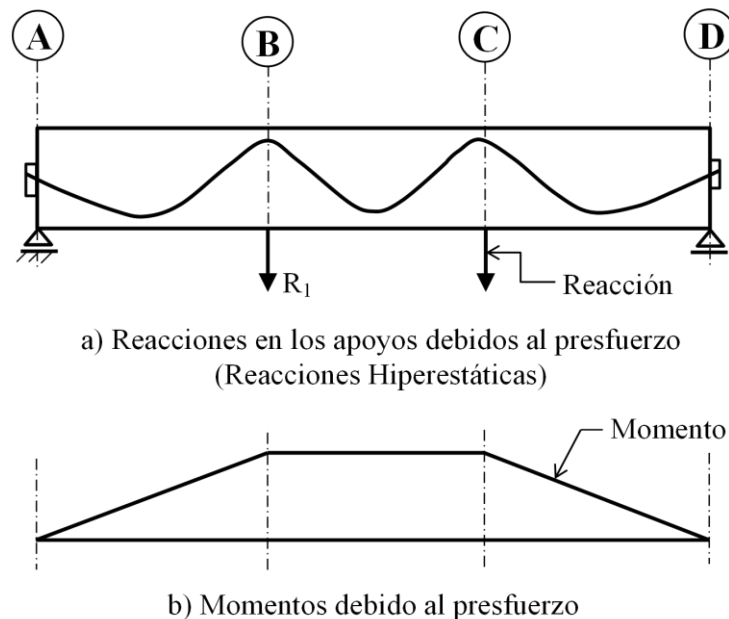


Figura 2.16 Reacciones y momentos secundarios o hiperestáticos, (PTI, 2011)

El principio de la carga balanceada consiste en sustituir el cable de presfuerzo por unas cargas equivalentes que producen las mismas acciones que la fuerza de presfuerzo. En la figura 2.17 se ilustra este principio para una viga libremente apoyada. En la figura 2.17-a se muestra una viga libremente apoyada con un cable parabólico y una fuerza de presfuerzo F . Se puede demostrar que las acciones producidas por la fuerza de presfuerzo son iguales a las producidas por las fuerzas equivalentes de la figura 2.17-b, o sea, una fuerza uniformemente distribuida hacia arriba, a lo largo de la viga, de magnitud

$$w = -\frac{8Fe}{l^2} \quad (2.11)$$

más las componentes vertical y horizontal de la fuerza F en los extremos de la viga, y un momento Md en caso de que la fuerza de presfuerzo tenga excentricidad en los extremos. El método también se puede aplicar a cables de presfuerzo con trayectoria lineal o circular, pero las cargas equivalentes son diferentes a las calculadas con la ecuación 2.11. (Para un tratamiento más completo del tema véase Naaman, 2004, pags. 586-608).

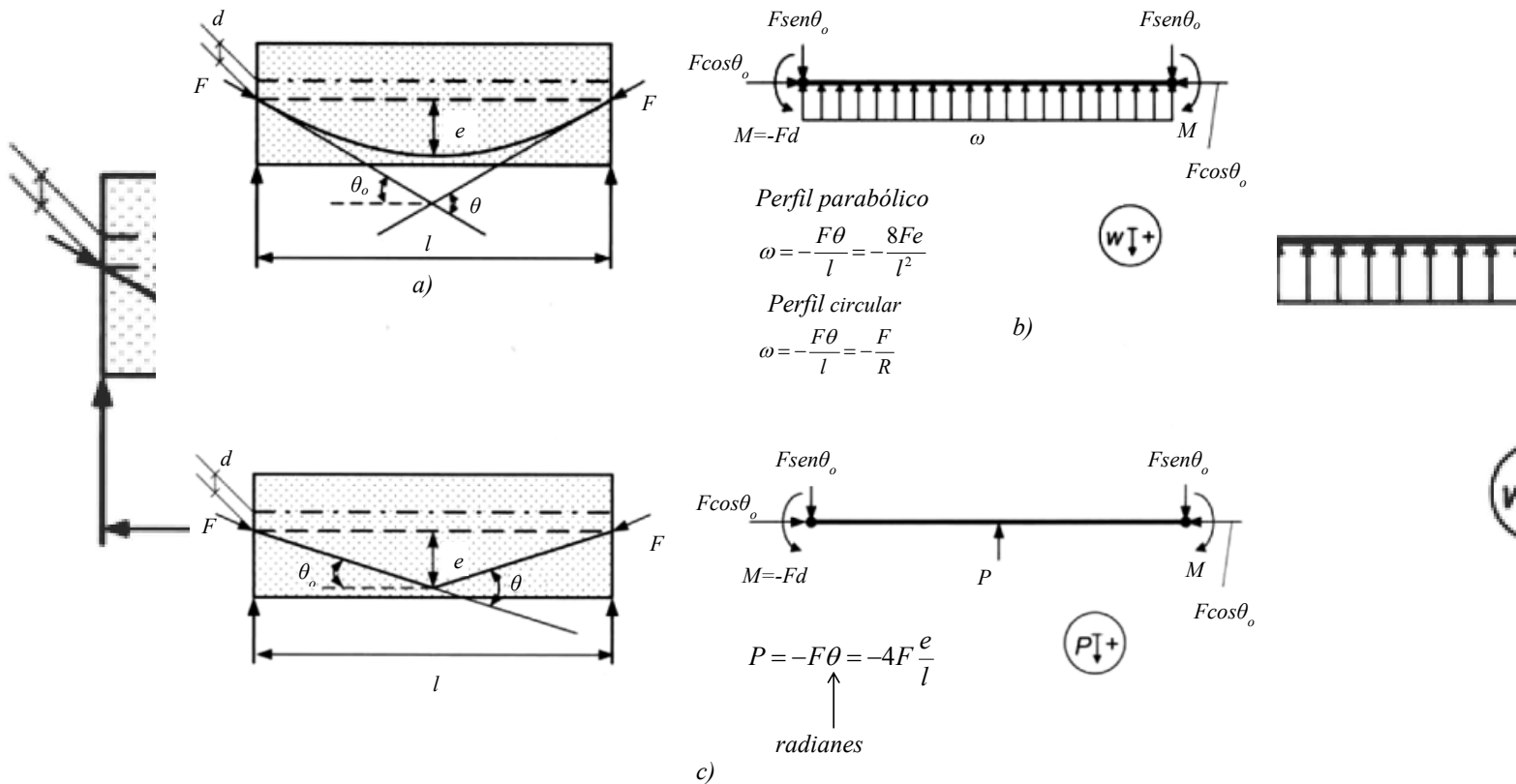


Figura 2.17 Formulas de la carga equivalente para perfiles típicos de tendones en vigas, (Naaman, 2004)

En vigas continuas, la trayectoria de los cables de presfuerzo tiene la forma mostrada esquemáticamente en la figura 2.18-a. En los tramos centrales, la curva es cóncava hacia arriba, y sobre los apoyos, es cóncava hacia abajo. Donde la curva es cóncava hacia arriba, las cargas equivalentes van hacia arriba, y viceversa donde es cóncava hacia abajo, como se ilustra esquemáticamente en la figura 2.18-b. La magnitud de las cargas puede calcularse con la misma ecuación 2.11, pero hay que tomar en cuenta que la curvatura del cable no es constante en todo el tramo y hay que proceder por tramos subdivididos; por esta razón en la figura 2.18-b la carga no es uniforme en los claros extremos (Aalami, 1990). En la figura 2.18-c se muestra el diagrama de cuerpo libre del tendón de presfuerzo con cargas iguales

pero de sentido contrario a las cargas que actúan en la viga. En esta figura se ha supuesto que el tendón de presfuerzo no tiene excentricidad en los extremos de la viga, por eso no hay momentos en los mismos.

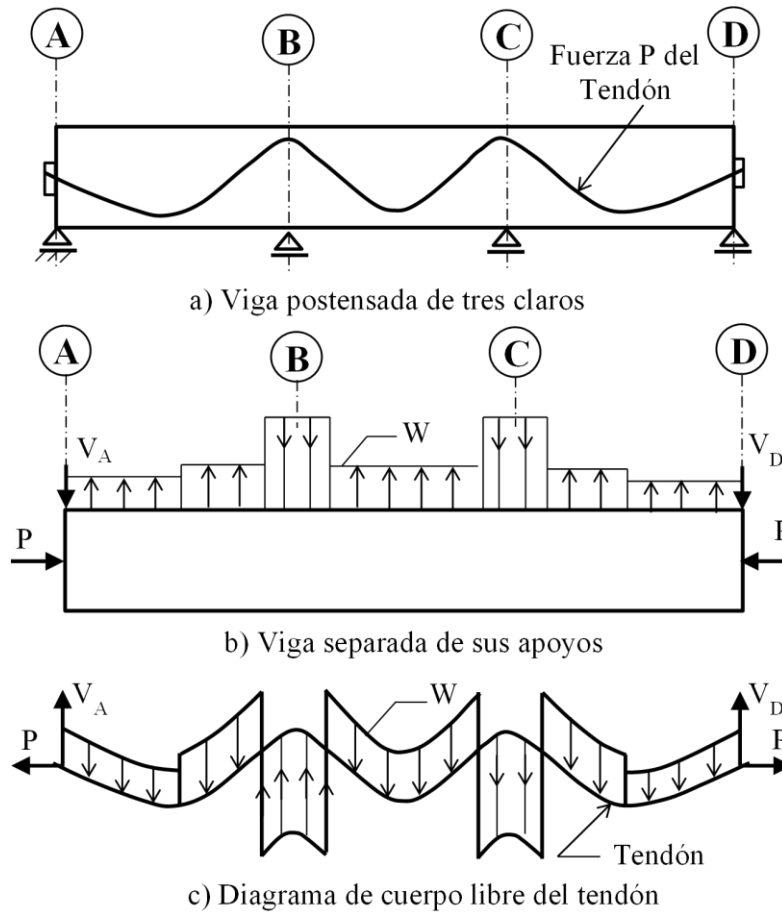


Figura 2.18 Trazo del cable de presfuerzo y su carga equivalente, (Aalami, 1990)

El método de la carga balanceada resulta especialmente útil para el análisis de losas planas postensadas. El método consiste en cargar la estructura con una carga cualquiera y analizarla con un método elástico, por ejemplo distribución de momentos o análisis matricial, para obtener los momentos flexionantes producidos por esa carga. Por simple proporción pueden obtenerse los momentos producidos por otras cargas, generalmente la carga balanceada y la carga viva. La carga balanceada es normalmente una fracción de la carga muerta que actúa con sentido contrario (en el capítulo 3 se comentan los porcentajes usuales). Habiendo establecido la carga balanceada, puede calcularse un valor preliminar de la fuerza de presfuerzo, con la ecuación 2.11, fijando previamente las excentricidades máximas que pueden tenerse. Después se combinan los momentos producidos por la carga balanceada, la carga muerta y la carga viva, y se revisan los esfuerzos producidos en el concreto con esta combinación de cargas, que representa la carga de servicio total más el efecto del presfuerzo. Si se exceden los esfuerzos permisibles es necesario hacer ajustes en las fuerzas de presfuerzo, en las excentricidades o en el porcentaje de carga que se quiere balancear, o bien, usar acero de refuerzo normal complementario. Obsérvese que el signo de los momentos producidos por la carga balanceada es contrario al producido por las

cargas muertas y vivas. Una manera alternativa de calcular el valor preliminar de la fuerza de presfuerzo consiste en determinarla de tal modo que cada tendón produzca un esfuerzo promedio de compresión en la sección transversal de concreto tributaria del tendón no menor a 9 kg/cm^2 (PTI 2011, sec. 4.3.2).

Después es necesario revisar la estructura en condiciones últimas o de falla. Para ello se deben combinar los momentos producidos por la carga muerta factorizada, la carga viva factorizada (generalmente con un factor diferente) y los momentos secundarios sin factorizar. Estos momentos secundarios se calculan con la ecuación 2.10 como la diferencia $M_t - Fe$, donde M_t son los momentos calculados con la carga balanceada. La suma de estos tres momentos corresponde a los momentos flexionantes últimos, ya que es la suma de los momentos producidos por la carga muerta factorizada, la carga viva factorizada y los momentos secundarios producidos por la fuerza de presfuerzo. Estos últimos momentos no necesitan factorizarse ya que la fuerza de presfuerzo se conoce con precisión. Los momentos últimos calculados de la manera descrita se comparan con los momentos resistentes de la estructura. Si resultan menores los momentos resistentes, es necesario hacer ajustes. Normalmente se adiciona acero de refuerzo normal para incrementar la resistencia a flexión; la sección trabaja así como parcialmente reforzada.

La potencialidad del método de la carga balanceada puede apreciarse en la facilidad con que se obtienen los momentos secundarios. Ya que los momentos flexionantes calculados con la carga balanceada son momentos totales, los momentos secundarios se obtienen con una simple resta aplicando la ecuación 2.10.

2.3 Diseño por flexión

Una vez realizado el análisis de una estructura a base de losas planas, el diseño por flexión se lleva a cabo con los métodos usuales para elementos de concreto presforzado. La aplicabilidad de estos métodos a losas postensadas ha sido corroborado experimentalmente por varios autores (PTI 1977, Secs. 2.1.1 a 2.1.10), con algunas diferencias específicas que se comentan a continuación. Una de ellas se refiere al esfuerzo de tensión permisible en el concreto; desde los primeros ensayos realizados se pudo observar que la resistencia a flexión de losas postensadas era sustancialmente mayor que la calculada por varios métodos y se planteó que era excesivamente conservador exigir un esfuerzo permisible nulo en tensión como se recomendaba por algunos autores cuando se empezaron a construir estas estructuras. A partir de los resultados de los primeros ensayos se recomendó un esfuerzo permisible de tensión de $0.63\sqrt{f'_c}$. Actualmente se especifican esfuerzos de tensión iguales a los usados en vigas presforzadas, los cuales van de $0.52\sqrt{f'_c}$ a $0.84\sqrt{f'_c}$, según el grado de agrietamiento que se permita.

Otra recomendación derivada de los ensayos se refiere al agrietamiento bajo cargas de servicio. Se observó que en la cara superior de las losas, por arriba de las columnas de apoyo, se formaban grietas de flexión ya que ahí se presentaban los momentos flexionantes máximos. Para controlar este agrietamiento se recomendó, a partir de los primeros ensayos, colocar sobre las columnas una cantidad mínima de refuerzo adherido de 0.15 por ciento del área de la sección gruesa. Actualmente, el Reglamento ACI 318-11 especifica que para

losas con tendones no adheridos, se coloque una cantidad mínima de refuerzo adherido de 0.075 por ciento en la parte superior de las losas en ambas direcciones.

Un tercer aspecto estudiado experimentalmente fue el efecto de la distribución de los tendones no adheridos a lo ancho de las losas. En uno de los ensayos, realizado en un modelo cuadrado de dos crujías de 3.05 m por lado, se colocaron los tendones en una dirección en bandas concentradas a lo largo de los ejes de columnas, y en la otra dirección, se distribuyeron los tendones uniformemente a lo ancho de los tableros. A pesar de la diferencia radical en la distribución de los tendones, el comportamiento de las losas, en cuanto a deflexiones y agrietamiento fue, prácticamente simétrico (Hemakon, 1977 y Winter, 1975, citados por PTI, 1997).

2.4 Diseño por fuerza cortante. Losas sin refuerzo para cortante

La resistencia a flexión, así como las deflexiones y el agrietamiento producidos por esta acción, pueden calcularse con mucha precisión para vigas y para losas de concreto reforzadas y presforzadas. No sucede lo mismo con la resistencia y las deflexiones de elementos sujetos a fuerza cortante. Los métodos generalmente usados para el diseño de estos elementos tienen una fuerte base empírica y no existe una teoría aceptada universalmente como en el caso de la flexión. Por ejemplo, los métodos incluidos en el Reglamento del ACI y en las NTC para calcular la resistencia a fuerza cortante, los más usados en México, fueron derivados a partir de un gran número de ensayos, sin una teoría que los respalde, como en el caso de la flexión. Es cierto que en épocas recientes se ha avanzado considerablemente en el desarrollo de teorías generales para explicar el comportamiento de elementos de concreto bajo la acción de fuerza cortante, y sobre todo, bajo la acción de flexión, carga axial y fuerza cortante combinados, pero estas teorías se han incorporado a pocos reglamentos (Comité ACI-ASCE 445, 1999; Collins, 1996).

En el caso de losas planas de concreto, se deben considerar dos posibilidades de falla. La primera es la llamada falla como viga ancha, en la que la losa se comporta como una viga con un ancho igual a la mitad del claro transversal del tablero de losa y peralte igual al de la losa; de ahí el nombre de viga ancha. La segunda posibilidad consiste en la penetración de la columna en la losa, formando una pirámide o cono truncado de falla, según que la columna sea rectangular o circular. Este segundo tipo de falla se denomina cortante por penetración¹ y es más frecuente en losas de sistemas de piso. Por ser el tema de esta tesis, la revisión bibliográfica que se presenta a continuación se limita a esta acción, sin dejar de reconocer la importancia de la fuerza cortante o tensión diagonal en vigas.

El comportamiento de una losa o zapata que falla en cortante por penetración se ilustra en la figura 2.19, que muestra un espécimen en que la carga axial que baja por la columna es resistida por reacciones a lo largo de los bordes. Al producirse la falla, se forma una pirámide truncada que penetra en la losa. La gráfica carga-deflexión en esta figura indica que ocurren deflexiones, relativamente pequeñas en comparación con las usuales en fallas por flexión. El perímetro de la base de la pirámide se conoce como sección crítica y

¹ También se llama cortante por punzonamiento. El término en inglés es punching shear.

se localiza a una distancia de la mitad del peralte, $d/2$, a partir del perímetro de la columna. En el caso de que además de la carga axial actúe un momento flexionante, también se forma una pirámide troncada de falla, pero la resistencia es menor. Un caso típico que se presenta en estructuras a base de losas planas es el de las columnas de borde o de esquina, como en la figura 2.20. Se ve que el perímetro de la sección crítica es menor por la presencia de un borde libre.

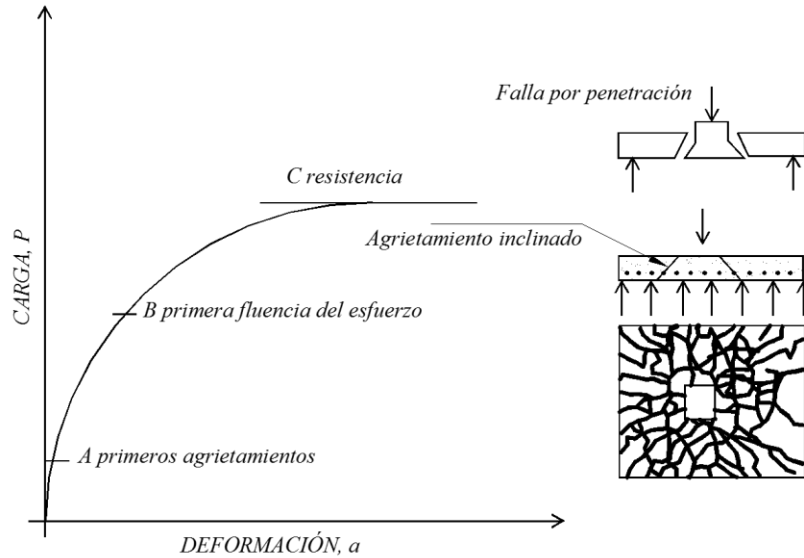


Figura 2.19 Característica carga-deformación de una zapata, (González Cuevas, 2004)

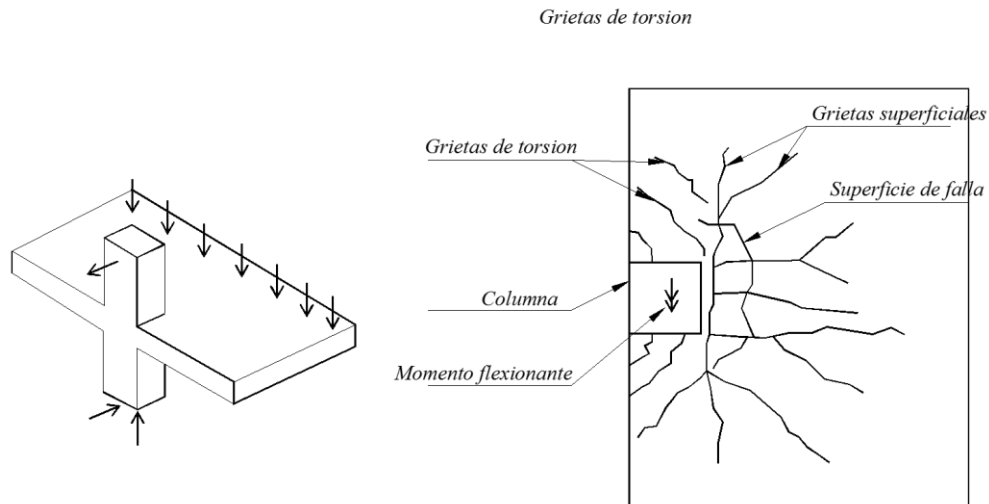


Figura 2.20 Espécimen de ensaye y configuración de agrietamiento en una losa conectada a una columna de borde, (González Cuevas, 2004)

En estructuras en las que no se coloca refuerzo de acero para resistir la fuerza cortante, la falla en cortante por penetración ocurre cuando los esfuerzos cortantes en la superficie de falla de la pirámide, v_u , exceden los esfuerzos cortantes que puede resistir el

concreto, v_c . Esta superficie de falla se calcula, en forma aproximada, como el producto del perímetro de la sección crítica, b_o , multiplicado por el peralte de la losa, d . Las primeras investigaciones sobre el tema de falla en cortante por penetración se enfocaron a la determinación de v_u y v_c .

Para el cálculo de v_u considérese una zona de losa que rodea a una columna que le transmite una carga axial V y un momento flexionante M , figura 2.21-a. Los esfuerzos cortantes transmitidos por la carga axial son uniformes, figura 2.21-b, y pueden calcularse como el cociente de la carga entre la superficie de falla idealizada:

$$v_{u1} = \frac{V}{b_o d} \quad (2.12)$$

A diferencia de la carga axial que ocasiona esfuerzos uniformes, el momento flexionante produce esfuerzos lineales pero variables, como se muestra en la figura 2.21-c. El cálculo de estos esfuerzos fue motivo de un buen número de investigaciones en la década de los sesenta. Dos complicaciones se presentan cuando se trata de calcular estos esfuerzos. Por una parte, sucede que el momento, M , es resistido en parte directamente por la flexión que transmite de la columna a la losa y en parte por la fuerza cortante y el momento torsionante que se desarrollan en las caras de la superficie de falla, figura 2.21-a. El cálculo de la parte que se transmite por flexión directa fue motivo de dichas investigaciones. La diferencia entre el momento total y el momento transmitido por flexión produce, como se dijo, esfuerzos cortantes cuyo cálculo también fue motivo de investigaciones. Como ambas complicaciones están vinculadas entre sí, la revisión que se presenta a continuación combina los dos problemas.

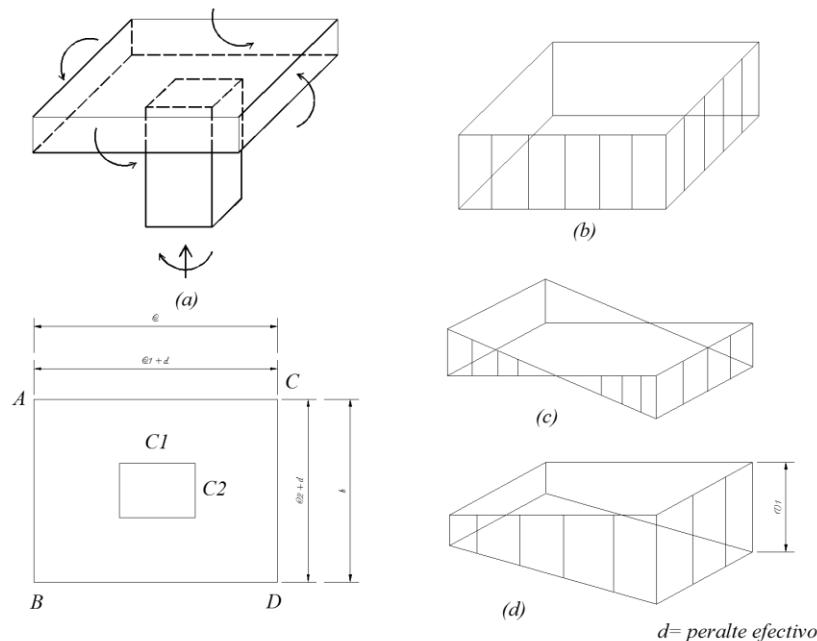


Figura 2.21 Efecto del momento flexionante combinado con carga axial, (González Cuevas, 2004)

Algunas de las primeras investigaciones experimentales para determinar el esfuerzo cortante resistente a penetración en columnas con carga axial, como en la figura 2.21-b, fueron realizadas por Moe (1961) en los laboratorios de la PCA. Este investigador propuso las ecuaciones 2.13 y 2.14 mostradas a continuación, ya simplificadas para fines de diseño, en las que c es el lado de la columna y d el peralte de la losa:

$$\frac{V_u}{b_o d} = \left(2.48 - 0.3 \frac{c}{d} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \frac{c}{d} \leq 3 \quad (2.13)$$

$$\frac{V_u}{b_o d} = \left(0.67 - 0.27 \frac{d}{c} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{para } \frac{c}{d} > 3 \quad (2.14)$$

El Comité ACI-ASCE 326 (1962) simplificó aún más las ecuaciones de Moe y propuso la ecuación 2.15 siguiente, que fue incorporada al Reglamento ACI de 1963:

$$\frac{V_u}{b_o d} = \sqrt{f'_c} \quad (2.15)$$

A esta ecuación se le hicieron desde el principio algunas objeciones, siendo las más importantes las siguientes. Los ensayos de los que se derivó esta ecuación fueron realizados en especímenes diseñados para fallar claramente por fuerza cortante, con una resistencia mucho mayor a flexión. Por lo tanto en el momento de la falla no existía ningún agrietamiento por flexión, a diferencia de lo que sucede en estructuras reales. Otra objeción fue la inconsistencia entre el esfuerzo cortante resistente en vigas y en losas. Aunque se había encontrado, también experimentalmente, que la resistencia de vigas anchas era mayor que la de vigas con relaciones usuales entre ancho y peralte, la diferencia no era tan grande como la que se proponía para cortante por penetración, $\sqrt{f'_c}$, y la que se proponía, también por primera vez en el Reglamento ACI, de $0.5\sqrt{f'_c}$. Una tercera objeción fue que en la ecuación 2.15 no se incluía el efecto de la relación entre el ancho de la columna y el peralte de la losa, ni el efecto de la forma de la columna, factores que se había visto que eran significativos (Criswell, 1974). A pesar de estas limitaciones la ecuación se incorporó al Reglamento ACI, y luego, a las Normas Técnicas Complementarias. En años posteriores, se le hicieron algunas modificaciones para considerar la forma de la columna, a través de la relación entre el lado largo y el lado corto, y la posición de la columna en la estructura: interior, de borde o de esquina.

De especial interés para esta tesis son los estudios sobre el efecto de una fuerza de presfuerzo en la resistencia a cortante por penetración. Las primeras investigaciones experimentales fueron realizados por Gamble en 1964, Grow y Vanderblit en 1967 Brothie y Beresford en 1967 y Gerber y Burns en 1971 (citados por Hawkins, 1974).

El primero ensayó una placa plana de concreto ligero con tendones postensados no adheridos en dos direcciones ortogonales, de tres claros de 3 m en una dirección y dos claros de 4 m en la otra. Encontró que la resistencia de la placa fue 14 por ciento mayor que

la calculada con las ecuaciones propuestas por Moe. No propuso ninguna ecuación para tomar en cuenta el efecto del presfuerzo, ya que solamente se llevó a cabo un ensaye.

Grow ensayó diez especímenes de conexión losa postensada-columna de concreto ligero. Como resultado de sus ensayos, propuso que el esfuerzo cortante resistente podía calcularse con la ecuación:

$$v_u = 25 \frac{kg}{cm^2} + 0.3 f_{pc} \quad (2.16)$$

donde f_{pc} es el presfuerzo efectivo en la losa. El valor $0.30 f_{pc}$ fue también incorporado en años posteriores al Reglamento del ACI y se encuentra en proceso de ser incorporado a las Normas Técnicas Complementarias.

Brotchie ensayó una losa similar a la ensayada por Gamble, pero de concreto de peso normal. También encontró un ligero incremento en la resistencia atribuible al efecto del presfuerzo.

Y Gerber ensayó diez especímenes de conexión losa postensada-columna, con diferentes cantidades de refuerzo no presforzado adherido, que se colocó adicionalmente a los tendones de presfuerzo. Se encontraron incrementos de resistencia que variaron entre 23 y 82 por ciento respecto a los calculados teóricamente para especímenes no presforzados.

Como puede observarse, en estas investigaciones se pudo demostrar que la fuerza de presfuerzo incrementa los esfuerzos cortantes resistentes, lo cual resulta lógico porque el concreto queda sometido a un estado biaxial de esfuerzos de compresión.

Es importante hacer notar que en estas primeras investigaciones sobre el comportamiento de losas en cortante por penetración, el interés se centró en calcular la resistencia a este tipo de acción. No se indagó sobre la ductilidad que podían tener las conexiones cuando se sometían a acciones combinadas de flexión y fuerza cortante. También es de hacer notar que el enfoque de las investigaciones era casi totalmente experimental, porque la complejidad del problema dificultaba el desarrollo de teorías basadas en mecanismos de falla de las conexiones. El desarrollo de este tipo de teorías hubiese requerido ensayos mucho más elaborados que permitiesen por lo menos la observación de la forma en que se desarrollaba el agrietamiento en el interior de la losa, y una medición aunque fuese burda de las contribuciones de los distintos mecanismo de resistencia a fuerza cortante.

La revisión de la literatura incluida en párrafos anteriores se refiere al cálculo de los esfuerzos cortantes producidos por una carga axial, figura 2.21-b, y a la determinación del esfuerzo cortante máximo que puede resistir el concreto sin refuerzo especial para cortante. Se ha mencionado ya en relación a esta figura que el momento flexionante produce la distribución de esfuerzos cortante mostrada en la figura 2.21-c, que puede suponerse como

lineal. Los esfuerzos cortantes totales, figura 2.21-d, pueden calcularse como la suma de los dos esfuerzos anteriores, de tal manera que el esfuerzo cortante máximo, v_1 , sería:

$$v_1 = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\gamma_v M_u y_1}{J} \quad (2.17)$$

El factor γ_v representa la fracción del momento que se transmite de la losa a la columna por torsión y excentricidad de la fuerza cortante, o sea, $\gamma_v M_u$ es la diferencia entre el momento total y el que se transmite por flexión de la losa a la columna. El factor y_1 es la distancia del centroide de la sección crítica al borde en que se desarrolla el esfuerzo cortante máximo; en la figura 2.22 se muestra para el caso de columnas interiores y columnas de borde y J es una propiedad de la sección crítica análoga al momento polar de inercia. Según este enfoque, la sección falla en cortante por penetración cuando el esfuerzo máximo v_1 alcanza la resistencia a cortante por penetración del concreto.

Moe (1961) también realizó investigaciones para el caso de transferencia de carga axial y momento flexionante en conexiones losa- columna. A partir de sus ensayos experimentales recomendó que γ_v se podía tomar como $1/3$, J como $2c^3 d/3$, que la sección crítica se tomase pegada a la columna y que la resistencia al cortante por penetración se calculase con las ecuaciones que proponía para el caso de carga axial pura, como las ecuaciones 2.13 y 2.14 ya mencionadas.

El Comité ACI-ASCE 326 (1962) se basó en la propuesta de Moe, pero la modificó, como en el caso de carga axial, e incorporó los siguientes valores en el Reglamento ACI de 1971. Para γ_v propuso la siguiente ecuación:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (2.18)$$

Para J propuso calcular el momento polar de inercia, que variaba según que la columna fuese interior, de borde o de esquina. En la figura 2.22 se muestran los valores de J para una columna interior y otra de borde. Otros casos pueden encontrarse en González (2004). Obsérvese en el caso de la figura 2.22-a, que el primer término del segundo miembro es el valor de I_x de las caras AD y CB, el segundo término del segundo miembro es el valor de I_y de estas mismas caras y el tercer término es el momento de primer orden de las caras AB y DC respecto al eje de la columna. (Recuérdese que $J = I_x + I_y$). Y también propuso el Comité ACI-ASCE 326 que la sección crítica se tomase a una distancia de $d/2$ del paño de la columna. Finalmente, el esfuerzo cortante resistente se mantuvo igual que para el caso de carga axial, ecuación 2.15.

Hawkins (1974-b) llevó a cabo estudios comparativos de la resistencia calculada con las propuestas del Comité ACI-ASCE y de las resistencias obtenidas en ensayos experimentales y encontró que los valores calculados son en general conservadores, pero que la diferencia depende mucho de las relaciones de refuerzo a flexión utilizadas y de la

resistencia del concreto. Recomienda no usar porcentajes de refuerzo menores al 1% y advierte contra el uso de concretos de alta resistencia. Esta última advertencia cobra importancia en la actualidad con la popularización de los concretos de muy alta resistencia. Más recientemente, Elgabry (1996) llevó a cabo nuevos ensayos para determinar la precisión con que se predice la transferencia de momentos con las ecuaciones del ACI 318. Se encontró que no se predice con mucha precisión el comportamiento, sin embargo los valores obtenidos se encuentran del lado de la seguridad.

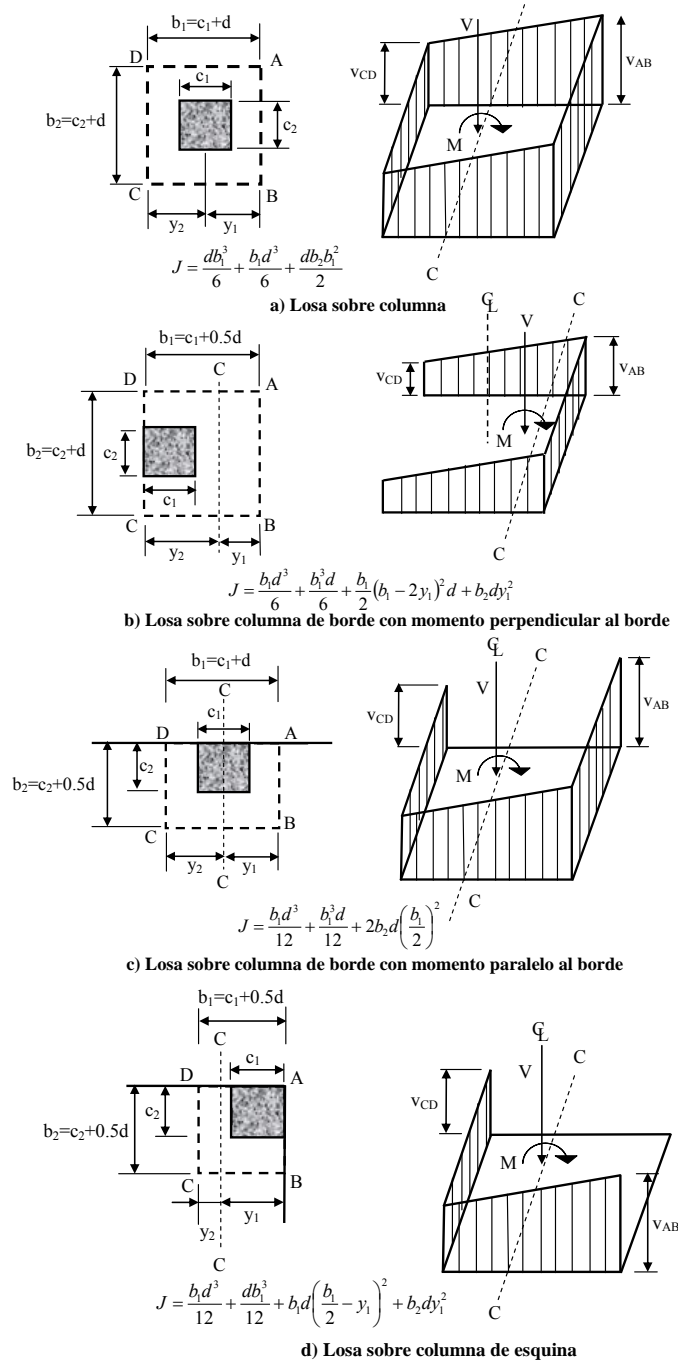


Figura 2.22 Valores del parámetro J sobre columnas interiores, de borde y esquina, (González Cuevas, 2004)

Después de que se incorporaron las propuestas anteriores al Reglamento ACI de 1971 surgieron preocupaciones justificadas sobre el margen de seguridad de edificios con losas planas diseñados y contruidos de acuerdo con las ediciones anteriores del Reglamento. Había numerosos edificios contruidos en zonas sísmicas y se temía que no tuviesen un comportamiento adecuado ante cargas cíclicas de flexión y fuerza cortante. Se hicieron ensayos de especímenes que representaban una parte de estos edificios y se sometieron conexiones interiores y de borde a cargas cíclicas alternadas. Se comprobó que, efectivamente, estos especímenes, sometidos a combinaciones de carga axial y momento flexionante, tenían un comportamiento poco dúctil y que su capacidad de desplazamiento lateral relativo dependía principalmente de la relación entre la carga axial aplicada, V , y la capacidad por penetración ante carga axial pura (Durrani, 1995). Esta relación se expresó como $K = V/V_u$, donde V es la carga aplicada y V_u es la resistencia a cortante por penetración calculada con la ecuación 2.15. Si K era menor que 0.25, o sea, cargas axiales bajas, la falla era predominantemente de flexión, y si era mayor que 0.37, era claramente de cortante por penetración. Los desplazamientos laterales relativos ante cargas cíclicas medidos por Durrani alcanzaron valores del orden de 2% para K igual a 0.37, y disminuían para valores mayores. En la figura 2.23 se muestra el tipo de espécimen ensayado por este autor.

El tema lo retoman Hwang (2000) y Robertson (2006). El primero investiga el comportamiento de las conexiones interior, de borde y esquina en un prototipo a escala reducida del 40%, como se muestra en la figura 2.24, en los que no se coloca ningún tipo de refuerzo por cortante. Finalmente Robertson, investiga el comportamiento de una conexión columna-losa interior como se muestra en la figura 2.25.

Se ha investigado también el comportamiento de conexiones de borde en losas postensadas sin refuerzo (Foutch, 1990). La fuerza de precompresión que contribuye a la resistencia ante fuerza cortante se despreciaba en este tipo de conexiones de acuerdo con el reglamento ACI318-83 Sin embargo se determinó experimentalmente que despreciar la contribución del acero de presfuerzo tanto por la contribución de la fuerza de precompresión así como la resistencia misma del acero conduce a resultados poco realistas. El experimento conducido por Foutch se muestra en la figura 2.26.

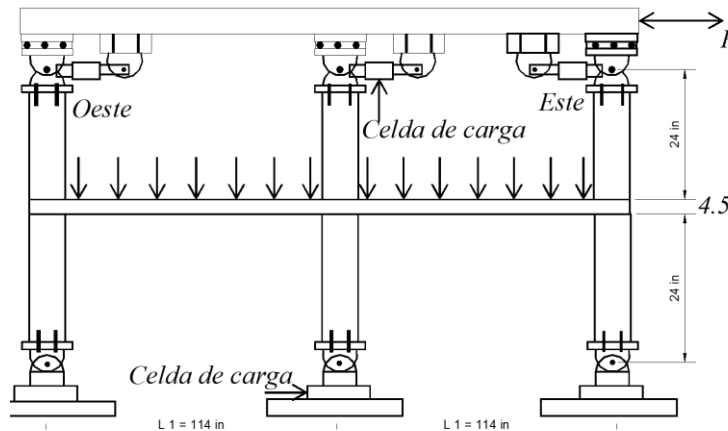


Figura 2.23 Ensayes de franja de losa, (Durrani, 1995)



Figura 2.24 Experimento de estructura de 9 paneles, (Hwang, 2000)

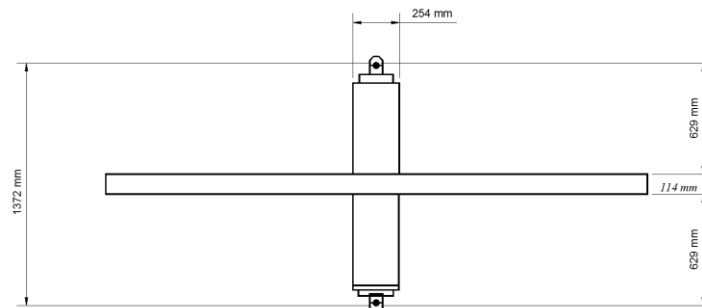


Figura 2.25 Experimento de la conexión Interior, (Robertson, 2006)

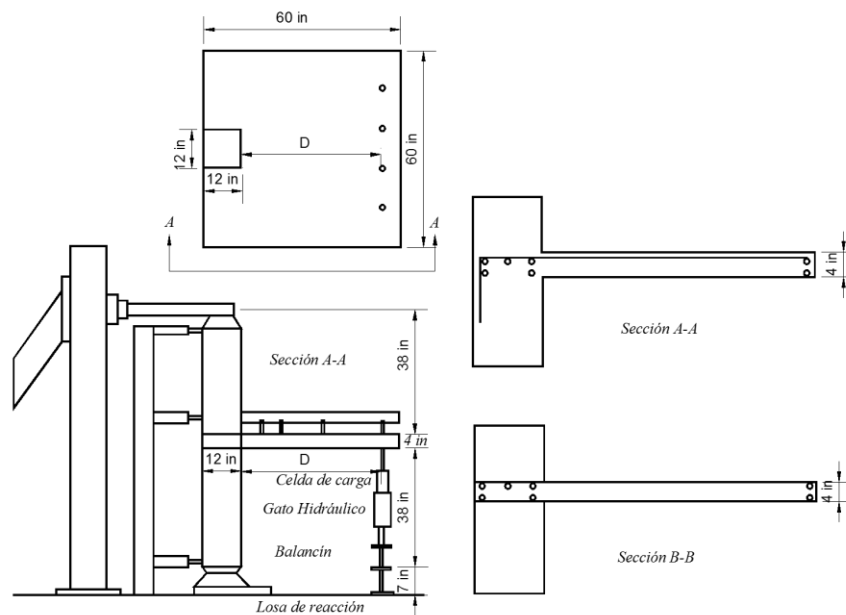


Figura 2.26 Experimento de una conexión de borde en losas postensadas, (Foutch, 1990)

2.5 Diseño por fuerza cortante. Losas con refuerzo para cortante

La idea de calcular la resistencia a fuerza cortante en una conexión losa-columna como la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo para cortante, tal como se hace en vigas, no fue aceptada al inicio de las estructuras de losas planas, principalmente porque se consideraba que el pequeño espesor de las losas, en comparación con el de las vigas, hacía difícil anclar adecuadamente el refuerzo para cortante. Las primeras recomendaciones para utilizar refuerzo para cortante en losas fueron hechas por el Comité ACI 326 en 1962. En ellas no se permitía su empleo en losas de menos de 25 cm de peralte y la efectividad del refuerzo se limitaba al 50% en losas con peraltes mayores. En la edición 1971 del Reglamento ACI se aceptó ya el uso de refuerzo para cortante en losas. Pero desde entonces y hasta la fecha, la contribución del concreto se reduce al 50% de la resistencia de una losa sin refuerzo para cortante. En realidad el anclaje del refuerzo para cortante en una losa sí es complicado y requiere mayor cuidado en el detallado del refuerzo y en la supervisión. Por eso se recomienda evaluar siempre la alternativa de incrementar la resistencia a fuerza cortante mediante el aumento del peralte de la losa o de las dimensiones de las columnas.

Hawkins (1974-c) llevó a cabo una revisión exhaustiva de los ensayos realizados hasta esa fecha y comparó los resultados con las resistencias calculadas con el Reglamento ACI 71. En la figura 2.27 se muestran los resultados obtenidos que denotan una buena concordancia entre los valores calculados y los experimentales. En una de las investigaciones revisadas por Hawkins se estudió el efecto del refuerzo para cortante, consistente en estribos rectangulares, sobre la ductilidad de las conexiones; en la figura 2.28 se muestran los resultados. Puede observarse que la ductilidad aumentó significativamente.

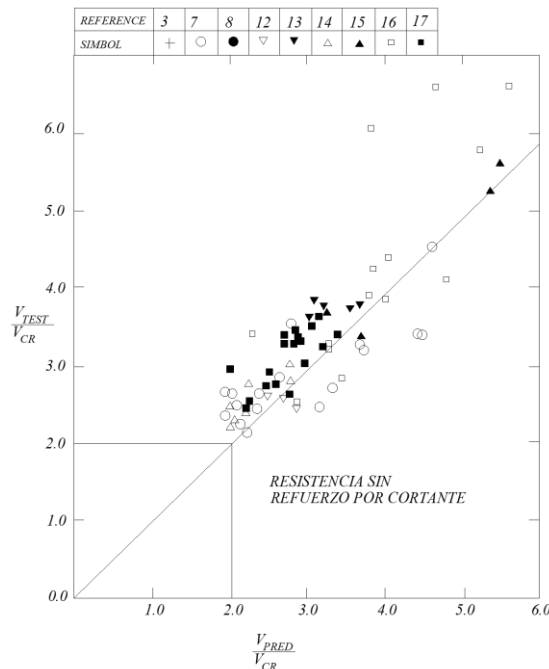


Figura 2.27 Comparación entre V_{prueba} y $V_{predicha}$ con las fórmulas para losas con estribos, (Hawkins, 1974-c)

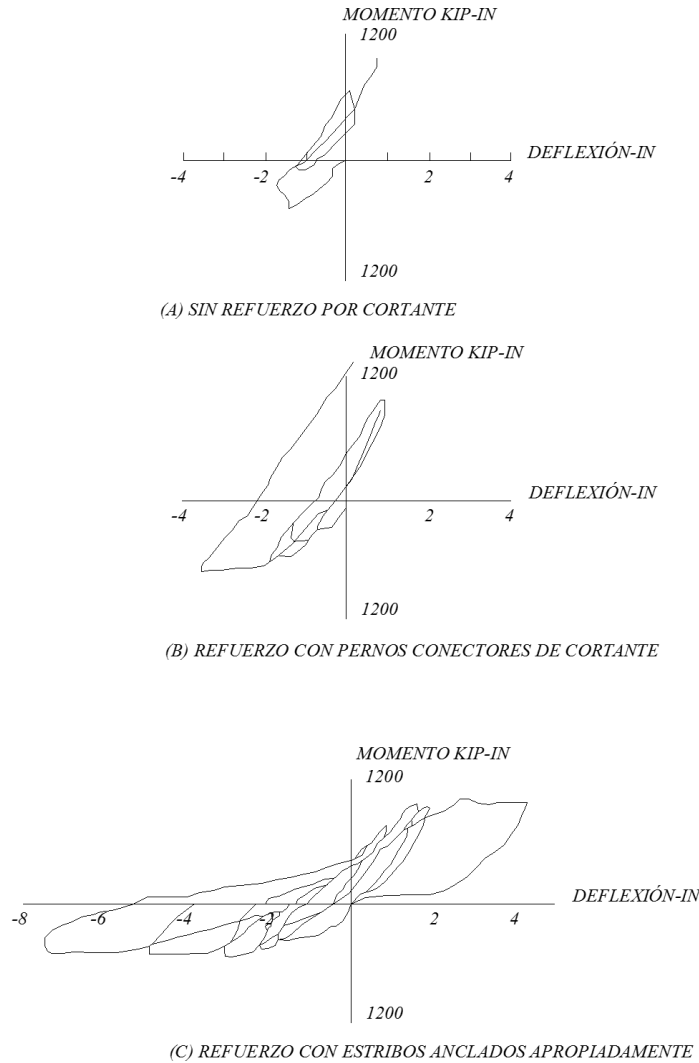


Figura 2.28 Curvas Momento vs. Deflexión de las pruebas con cargas reversibles de la PCA, (Hawkins, 1974-c)

Además del refuerzo para cortante formado por estribos verticales y barras longitudinales en las esquinas de los estribos, se han desarrollado varios sistemas que tienen en común alejar la formación de la pirámide o cono truncado de falla de la columna, resistir parte de la fuerza cortante y aumentar la ductilidad de la conexión. Algunos de estos sistemas se describen a continuación.

Los primeros refuerzos metálicos usados en losas postensadas coladas en su sitio se importaron del sistema de losas levantadas (lift slabs). Al implementar el refuerzo por cortante en las losas coladas en su sitio, se buscaron opciones de refuerzo metálico menos masivas, una de las primeras fue la propuesta por Langohr, que consiste en el empleo de segmentos de perfiles metálicos de sección I separados a una distancia s (Langohr, 1976). Una de las ventajas de este sistema es que se pueden colocar en la posición más eficiente, en el caso de una columna rectangular, se puede colocar el refuerzo en perfiles circulares (ver figura 2.29).

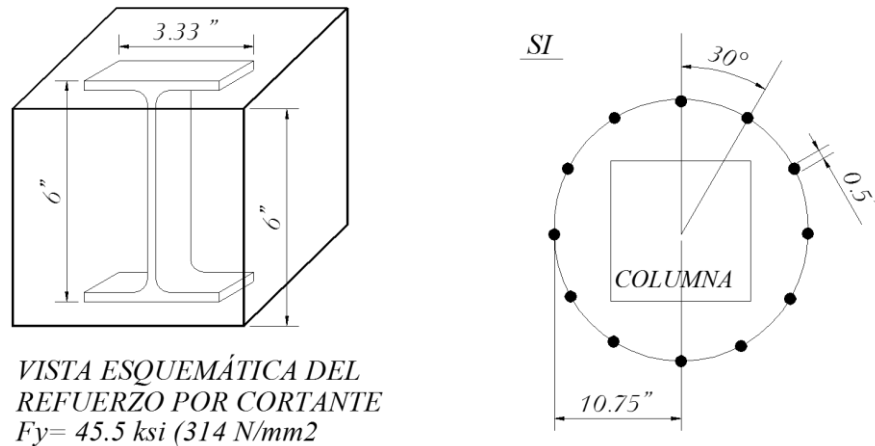


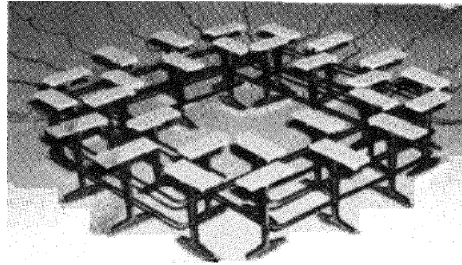
Figura 2.29 Alternativa de refuerzo por cortante con segmentos de perfiles I, (Langohr, 1976)

Una variante del refuerzo mediante segmentos de perfiles I, consiste en secciones pre ensambladas de segmentos de secciones I (Seible, 1980); el ensamble se hace en planta y al colocarse se hace de forma rápida como se puede ver en la figura 2.30-a. Los refuerzos metálicos producen buenos resultados y son fáciles de colocar; además, no interfieren con el refuerzo por flexión en la losa ni con el refuerzo de la columna. Como alternativas al refuerzo de perfiles pre ensamblados están las mallas de acero dobladas, como la de la figura 2.30-b, o la de los rieles de pernos conectores de cortante como la que se muestra en la figura 2.30-c. Los resultados en cualquiera de los casos conducen a estructuras más resistentes y dúctiles, pero las opciones más fáciles de emplear son los segmentos de perfiles I y los pernos conectores de cortante.

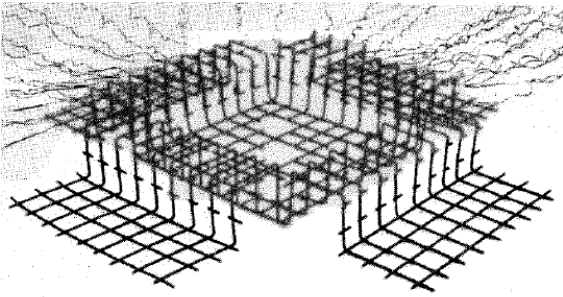
El refuerzo de la unión columna-losa por medio de pernos conectores de cortante ha sido estudiado por diversos investigadores. Elgabry estudió la respuesta de la unión columna-losa no postensada interior (Elgabry, 1987) sujeta a momentos que simulan la acción sísmica y verificó la validez de la ecuaciones propuestas en el reglamento ACI-318 para el diseño de este sistema.

Otra revisión al sistema de pernos conectores de cortante fue llevada a cabo por Sherif, en la que ensayó especímenes de losa que incluían conexiones interiores y de borde (Sherif, 2000).

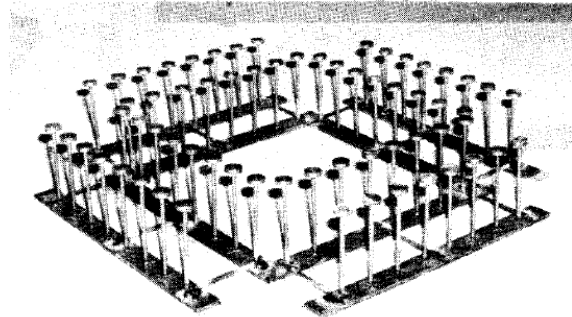
Otros autores que han investigado el refuerzo de conexiones con pernos conectores de cortante son Elgabry, que estudió las conexiones interiores, de borde y de esquina (Elgabry, 1990), Mortin que estudió la conexión columna-losa postensada de borde (Mortin, 1991), Ritchie (2005 y 2006), Robertson (2002), Megally (1994), Hammill (2005), entre otros.



a) Perfiles I



b) Malla doblada



c) Pernos conectores de cortante

Figura 2.30 Refuerzo por cortante pre ensamblados, (Seible, 1980)

Un estudio que destaca en este tema es la investigación de la respuesta dinámica de un sistema con losa postensada y refuerzo con pernos conectores de cortante. El desplazamiento dinámico lo produjo una mesa vibradora de un grado de libertad lateral. Se probaron modelos a escala 1/3 y se ensayaron dos losas; una de concreto reforzado y la otra de concreto postensado (ver figura 2.31). Una de las conclusiones que apoyan el uso del postensado en losas apoyadas sobre columnas se obtiene al analizar el agrietamiento, pues el daño en la losa de concreto reforzado fue mayor que en la de postensado (Kang, 2005). El diseño de las columnas por capacidad permitió y promovió un mejor comportamiento.

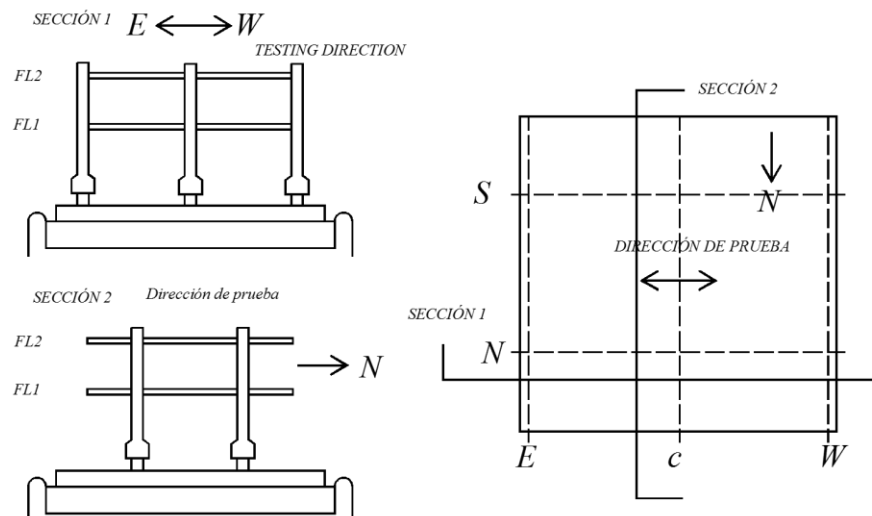


Figura 2.31 Losa con refuerzo de pernos conectores sujeta a acciones sísmicas en mesa vibradora, (Kang, 2005)

El refuerzo formado por malla de acero doblado (ver figura 2.32) es efectivo para prevenir la falla de punzonamiento por cortante. El refuerzo hecho con alambres doblados se ancla en el refuerzo por flexión; en algunos casos se requiere colocar refuerzo adicional para anclar adecuadamente el refuerzo por cortante.

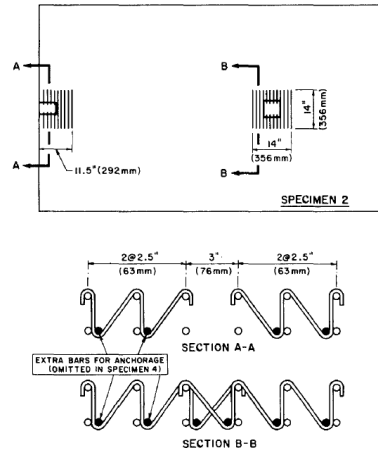


Figura 2.32 Refuerzo por cortante formado por alambres doblados, (Pillai, 1982)

Una opción de refuerzo ampliamente extendida es la que utiliza estribos de acero; existen diversas formas de colocar los estribos. Las variantes obedecen a la forma en que se fabrican o al ángulo en que se colocan.

Hawkins (1989) estudió dos tipos de estribos, cerrados y formados por grapas como se muestran en la figura 2.33 que se colocaron confinando el acero de refuerzo y formando una especie de viga interior o nervadura del mismo espesor que la columna. Se verificaron las disposiciones del ACI-318-83 y se observó que son adecuadas y un poco conservadoras.

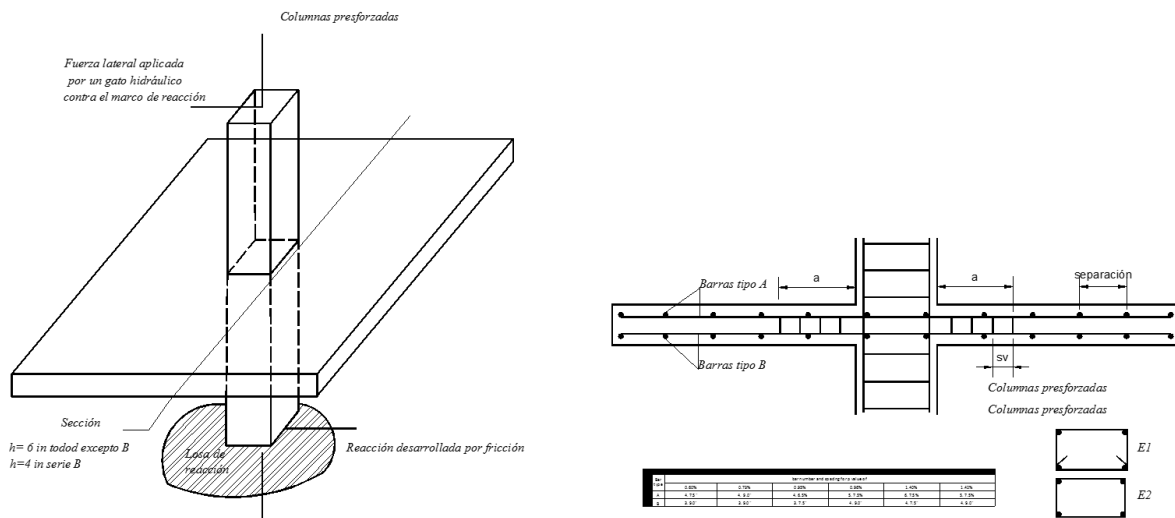


Figura 2.33 Conexión interior reforzada con estribos formados por una sola pieza y por grapas, (Hawkins, 1989)

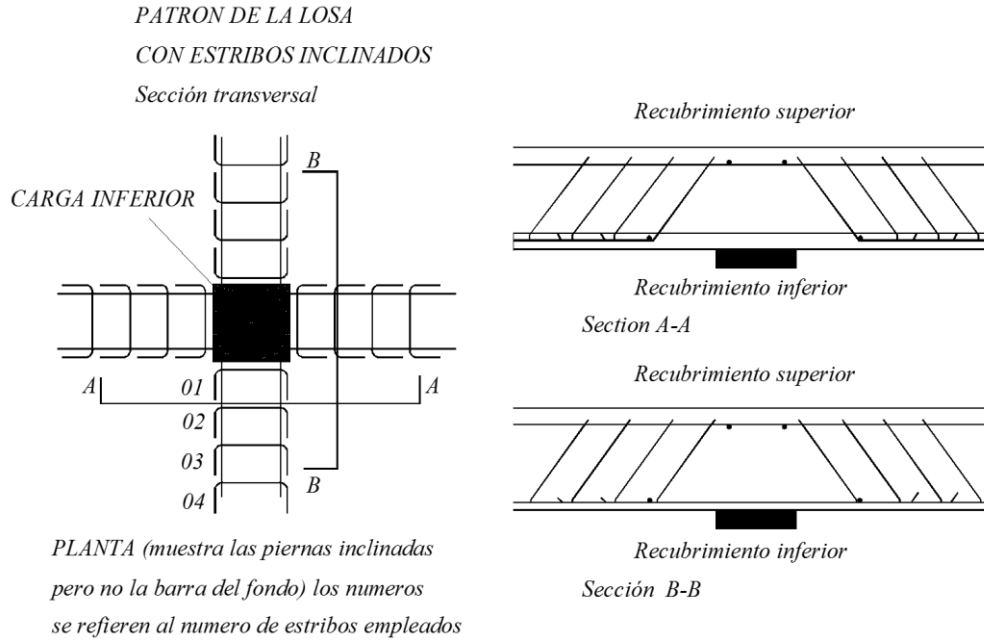


Figura 2.34 Conexión reforzada con estribos inclinados, (Oliveira, 2000)

Los estribos pueden colocarse en forma inclinada para prevenir las grietas de tensión diagonal, que generan grietas con inclinaciones de 45° aproximadamente. De esta forma se busca la inclinación óptima (Oliveira, 2000) para que el acero del estribo sea perpendicular a la grieta, como se muestra en la figura 2.34.

También se estudió el refuerzo por cortante mediante varillas dobladas en forma de omega o sombrero y se compara con el refuerzo de grapas individuales, ver la figura 2.35. Al comparar entre si los dos tipos de refuerzo se llega a la conclusión de que, para la misma cantidad de refuerzo, el comportamiento con grapas proporciona mejores resultados debido a que se coloca en las varillas de refuerzo longitudinal y en cada extremo se encuentra apoyada; en el caso del refuerzo tipo sombrero; se presenta pérdida de adherencia debido a que en sus esquinas no hay una barra de refuerzo longitudinal, lo que ocasiona el deslizamiento (Yamada, 1992).

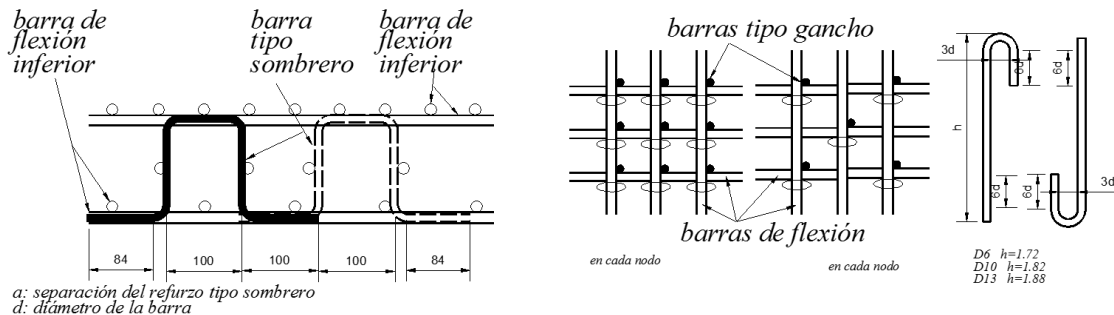


Figura 2.35 Refuerzo por cortante en forma de grapas y sombrero, (Yamada, 1992)

Otra opción para contribuir a la resistencia ante fuerza cortante consiste en doblar parte del refuerzo por flexión de la unión columna-losa y aprovecharlo para resistir la

tensión diagonal en la vecindad de la columna, como se muestra en la figura 2.36. Sin embargo, si la fuerza cortante aplicada a la conexión es alta, se debe prevenir la grieta por cortante más allá de la cara de la columna, por lo que si el refuerzo no se emplea en combinación con otro tipo de refuerzo por cortante, la grieta se genera al lado del refuerzo doblado (Brooms, 2000).

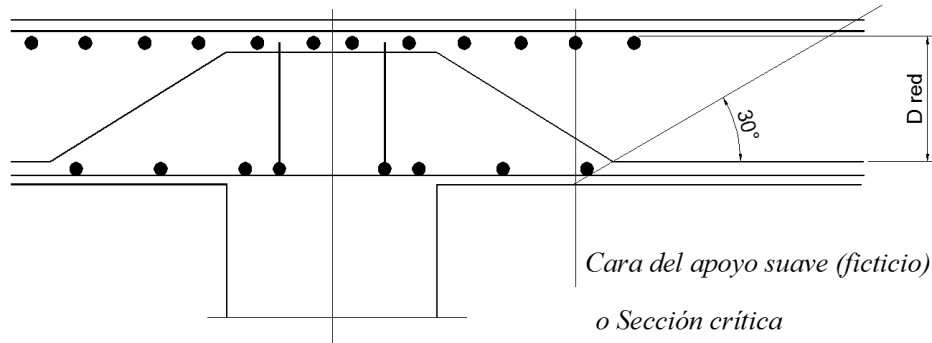


Figura 2.36 Refuerzo por cortante en la conexión formado al doblar el acero de flexión, (Brooms, 2000)

2.6 Diseño por fuerza cortante - incremento en el espesor de la losa

Cuando se emplean ábacos (ver figura 2.37) para incrementar la resistencia por cortante, debe considerarse que dicha solución deja de ser efectiva cuando el momento de desequilibrio en la conexión es elevado, debido a la inversión de momentos producidos por el sismo. Se requiere en estos casos el empleo de refuerzo vertical en la zona del ábaco para controlar el comportamiento (Wey, 1992). Megally también recomienda que para reforzar una conexión en zonas sísmicas, se haga mediante el uso de refuerzos metálicos pues aunque el colocar ábacos incrementa la resistencia, no previene la inversión de la falla en elementos sometidos a inversión de momentos debido al sismo (Megally, 2000). Así, en los casos de la figura 2.37, sólo en el correspondiente a la figura 2.37-a el ábaco resulta eficaz.

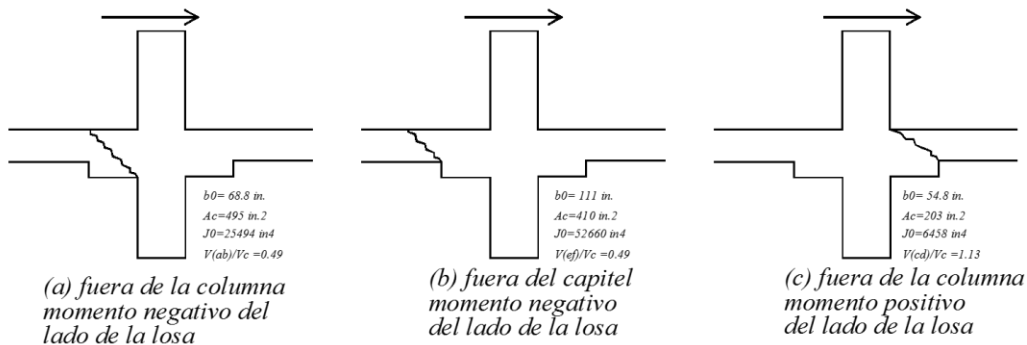


Figura 2.37 Refuerzo por cortante mediante ábacos, (Megally, 2000)

También, se llevaron a cabo pruebas experimentales de estructuras de losas apoyadas sobre columnas reforzadas con ábacos (ver figura 2.38) para poder calibrar el ancho

efectivo (Dovich, 2005). Este se obtiene mediante programas de cómputo que modelan el comportamiento no lineal del material.

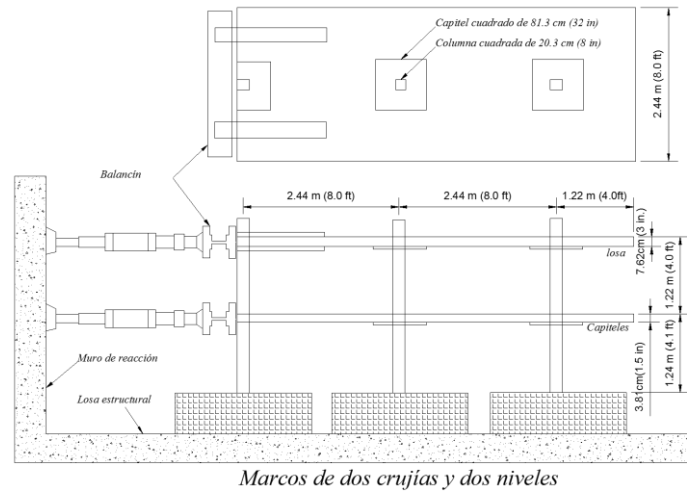


Figura 2.38 Refuerzo mediante ábacos, (Dovich, 2005)

2.7 Diseño por fuerza cortante - fibras en el concreto

Las grietas que se generan cuando se produce la falla de punzonamiento por cortante son grietas por tensión diagonal. Conviene entonces incrementar la resistencia del concreto a tensión.

Una opción para incrementar dicha resistencia es la inclusión de fibras metálicas dentro del concreto; algunos investigadores han concluido que cuando el incremento a la tensión es suficiente, puede eliminarse el refuerzo metálico en forma de estribos, pernos, etc (Swamy, 1982).

En la figura 2.39 se muestran las fibras de acero corrugado que se emplearon como refuerzo para incrementar la resistencia del concreto en especímenes de la conexión columna-losa. Swamy, Alexander, Theodorakopulus y Gesund investigaron el incremento de la resistencia ante cargas verticales. Se llegó a la conclusión que con la presencia de 1% de fibras metálicas en volumen se alcanzan incrementos en la carga del orden de 30 a 50% de la resistencia. Agregar fibras al concreto simplifica la cimbra y puede sustituir a los ábacos en losas que se ubicarán en regiones que no son sísmicas.

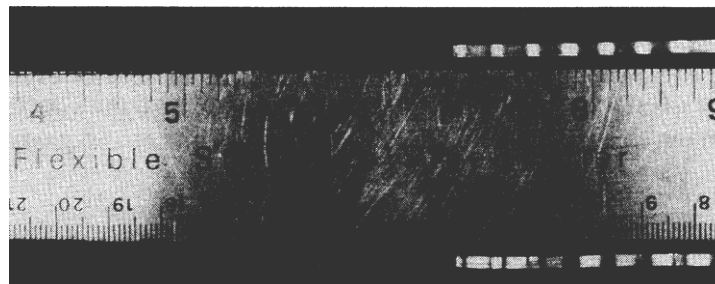


Figura 2.39 Fibras corrugadas de acero, (Alexander, 1992)

En la figura 2.40, se muestra un tipo de fibra de acero corrugada similar a la que empleó Alexander.



Figura 2.40 Fibras de acero corrugado de 50 mm de longitud, (www.eldemeri.com, 2012)

2.8. Diseño por fuerza cortante - concreto de alta resistencia y concreto ligero

El empleo de concreto de alta resistencia en la unión columna-losa incrementa la resistencia a cortante y mejora la capacidad de deformación. Marzouk ha investigado el comportamiento de la conexión interior ante cargas verticales (ver figura 2.41). Emplear concreto de alta resistencia proporciona buenos resultados cuando la losa se ubica en una zona que no es sísmica (Marzouk, 1996, 1997 y 1998).

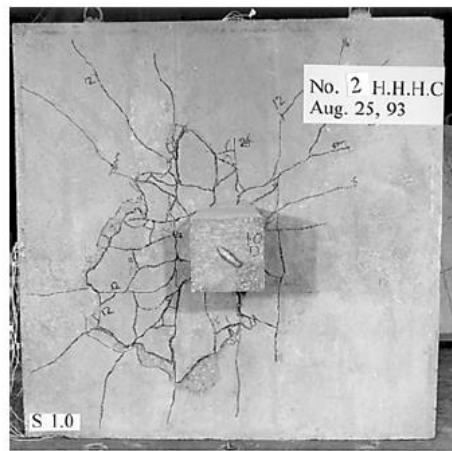


Figura 2.41 Conexión interior reforzada con concreto de alta resistencia, (Marzouk, 1996).

Otra forma de permitir mejorar el comportamiento de la unión columna-losa es disminuir las cargas aplicadas. Esto puede lograrse reduciendo el peso propio de la losa. Como en Estados Unidos la mano de obra resulta ser más costosa que los materiales, se prefiere el uso de concreto ligero en lugar de aligerar las losa mediante el uso de casetones (Marzouk, 2000).

2.9 Diseño por fuerza cortante - losas con aberturas

Un tema importante es el de los huecos dejados para permitir el paso de las instalaciones, particularmente cuando se emplean losas postensadas, ya que éstas no pueden perforarse después de que se ha aplicado la fuerza de postensado. Por tanto resulta importante estudiar el comportamiento en la vecindad de las columnas. En ese caso se recomienda despreciar la contribución del concreto a la resistencia en la zona de la abertura. El reglamento ACI 318 establece recomendaciones para la zona que debe despreciarse en el cálculo de la resistencia teórica del concreto. Brooms llevó a cabo estudios sobre una conexión interior con columnas cuadradas (ver figura 2.42) y la influencia del refuerzo pre ensamblado (Brooms, 1990), concluyendo que tomando algunas precauciones se pueden lograr conexiones dúctiles. Mokhtar es otro investigador que estudia el comportamiento de una conexión columna-losa con aberturas empleando refuerzo por cortante en forma de pernos conectores (Mokhtar, 1985) como se muestra en la figura 2.43.

Teng estudió el comportamiento de la conexión interior con una columna rectangular y la influencia de la orientación y posición de aberturas rectangulares (ver figura 2.44). Las losas estudiadas no tienen refuerzo por cortante y se ensayan ante carga vertical (Teng, 2004). Se concluye que el ACI318 subestima la resistencia de la conexión cuando hay aberturas.

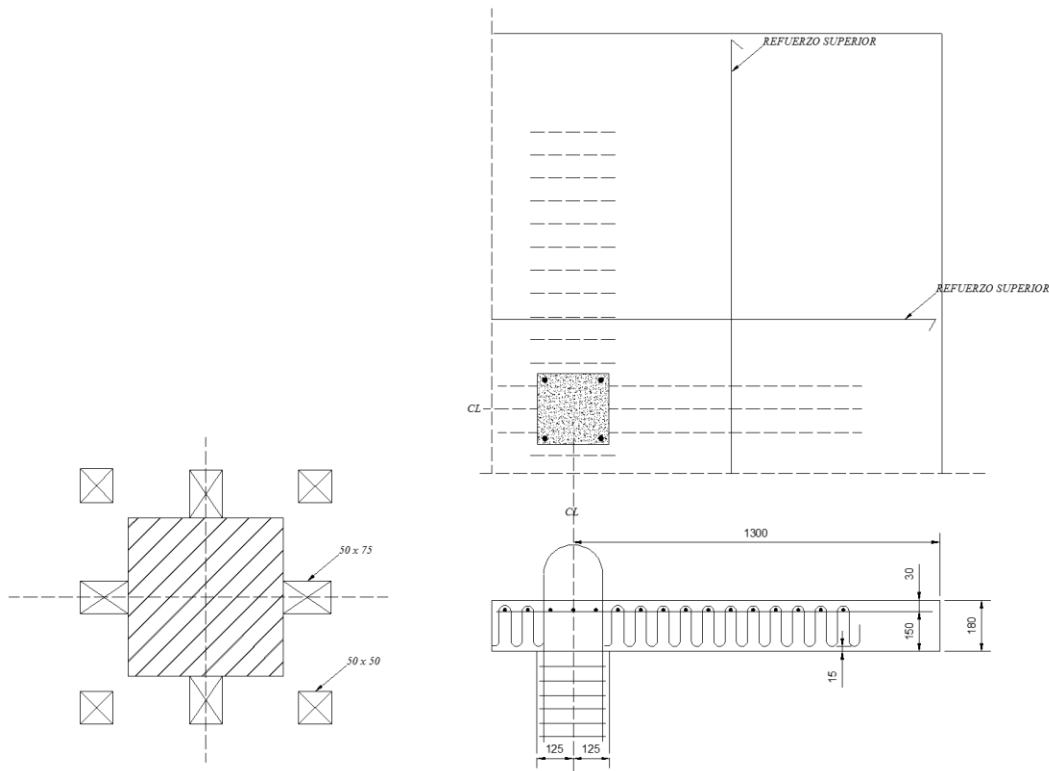


Figura 2.42 Refuerzo de una conexión interior con aberturas, (Brooms, 1990)

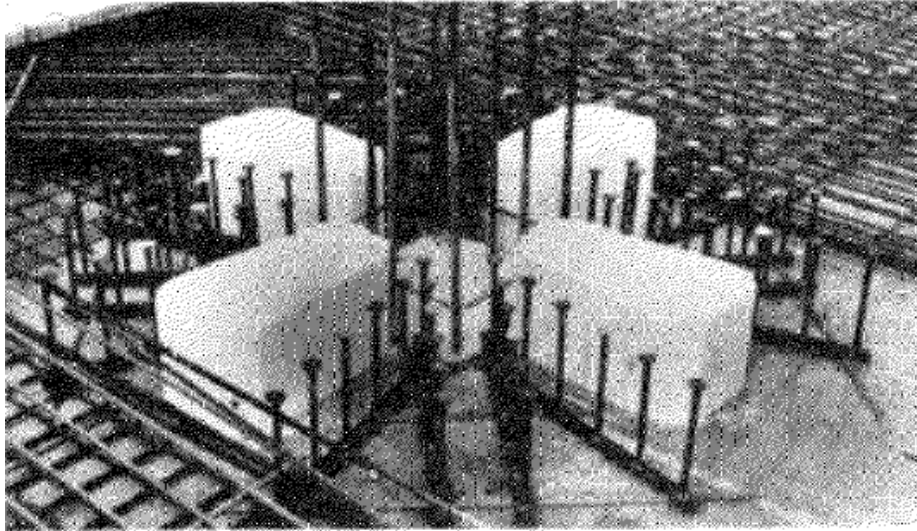


Figura 2.43 Ejemplo del uso de pernos conectores de cortante en losas planas con huecos en la vecindad de las columnas, (Mokhtar, 1985)

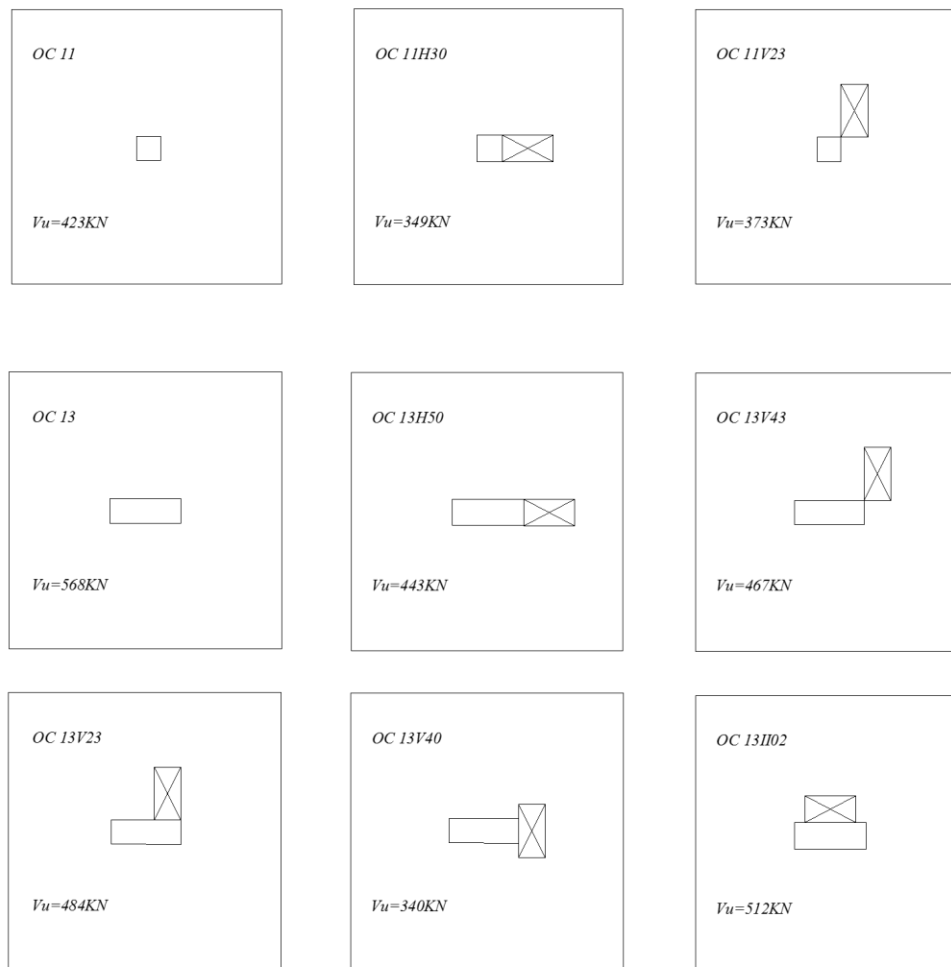


Figura 2.44 Conexión interior con aberturas rectangulares, (Teng, 2004)

El-Salakawy estudió la influencia de las aberturas en conexiones de borde, como se muestra en la figura 2.45; las pruebas se llevaron a cabo ante cargas verticales (El-Salakawy, 1985).

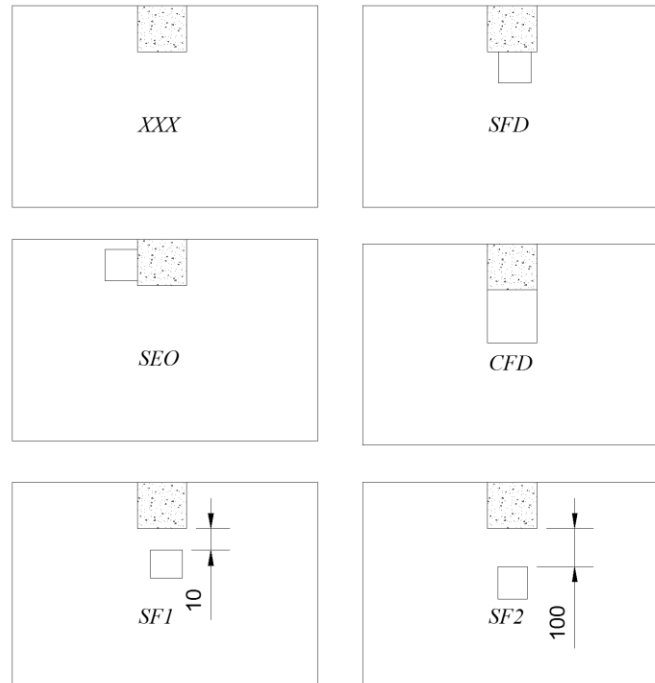


Figura 2.45 Espécimen de prueba de una losa de borde con aberturas, (El-Salakawy, 1999)

2.10 Diseño por fuerza cortante - refuerzo de losas existentes

Debido a los cambios en los reglamentos, algunas de las estructuras diseñadas con la reglamentación anterior no tienen la resistencia requerida ahora, por lo que se han emprendido estudios para incrementar la resistencia ante fuerza cortante de estructuras existentes.

Se han desarrollado varias técnicas de refuerzo, entre las que se encuentran:

- Placas de acero
- Pernos de acero
- Refuerzo mediante fibras

Una solución consiste en reforzar la conexión losa columna empleando placas metálicas unidas con tornillos. Es una técnica sencilla, en la que el tamaño de la placa está en función del peralte de la losa y la cantidad de tornillos a emplear depende de la fuerza cortante resistente que se quiera agregar (ver figura 2.46). Se incrementan la resistencia y la capacidad de deformación (Marzouk, 2000 y Ebead, 2002)

También puede reforzarse la conexión empleando fibras de carbón en forma de placas y en combinación con pernos (ver figura 2.47) Se incrementan la resistencia y la rigidez, pero se disminuye la capacidad de deformación; así como la capacidad de disipación de

energía. El refuerzo vuelve frágil a la conexión. La falla es súbita y provocada por la pérdida de adherencia entre la fibra y el concreto (Ebead, 2004).

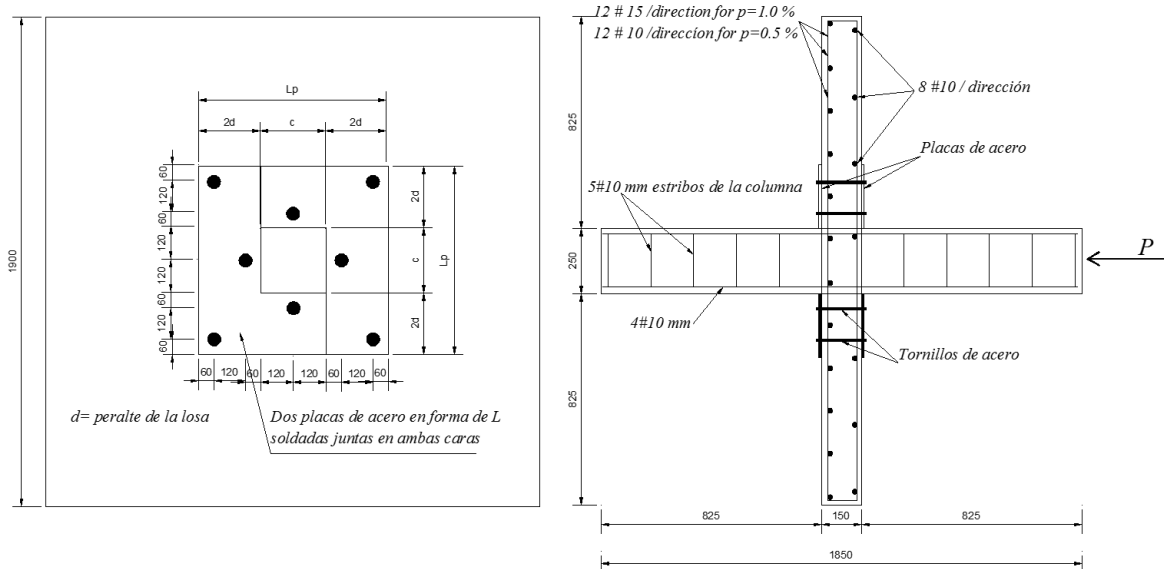


Figura 2.46 Refuerzo de una conexión interior con placas de acero, (Marzouk, 2000)

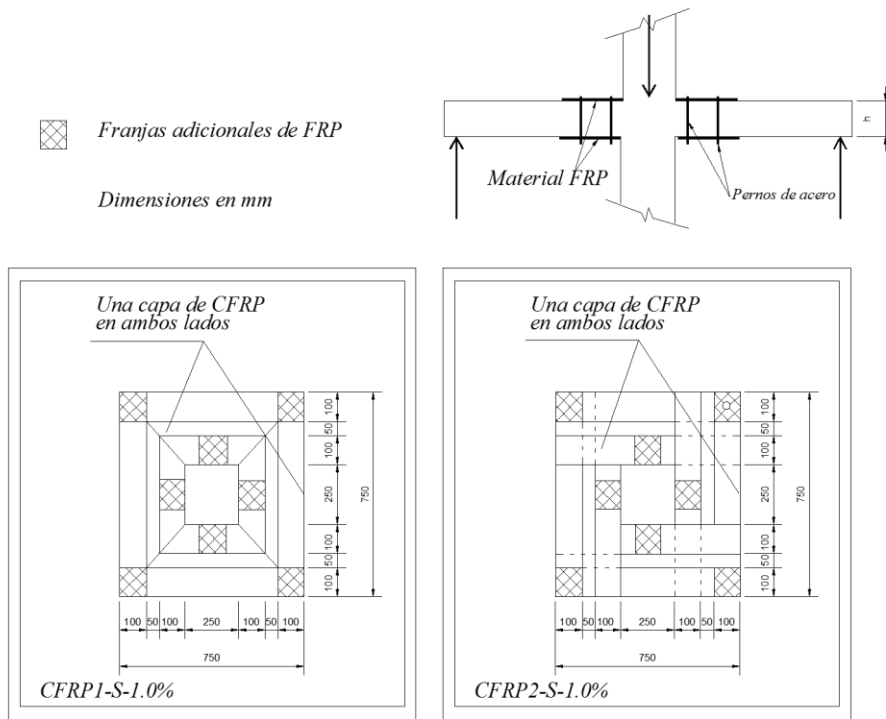


Figura 2.47 Refuerzo con placas de fibra y pernos, (Ebead, 2004)

También pueden emplearse los pernos directamente como refuerzo en la losa, como se muestra en la figura 2.48 (El-Salakawy, 2003), Adefita estudió el comportamiento ante carga vertical de una conexión interior reforzada con pernos (Adefita, 2005).

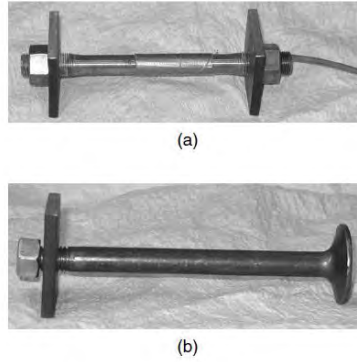


Figura 2.48 Refuerzo de pernos para losas, (El-Salakawy, 2003)

Otra manera de aprovechar al máximo las fibras es colocarlas en forma de barras verticales que simulen la acción de estribos (ver figura 2.49), lo cual mejora significativamente la resistencia, aumenta la capacidad de deformación, y ayuda a mantener una capacidad de carga después que se presenta la penetración por cortante (Binici, 2005). Además de colocar el refuerzo vertical, se agregan bandas de fibra de carbono que ayudan a mejorar el comportamiento (Stark, 2005) como se muestra en la figura 2.50. Cuando se teje la fibra, actúa confinando al concreto, por tanto se controla la degradación de rigidez.

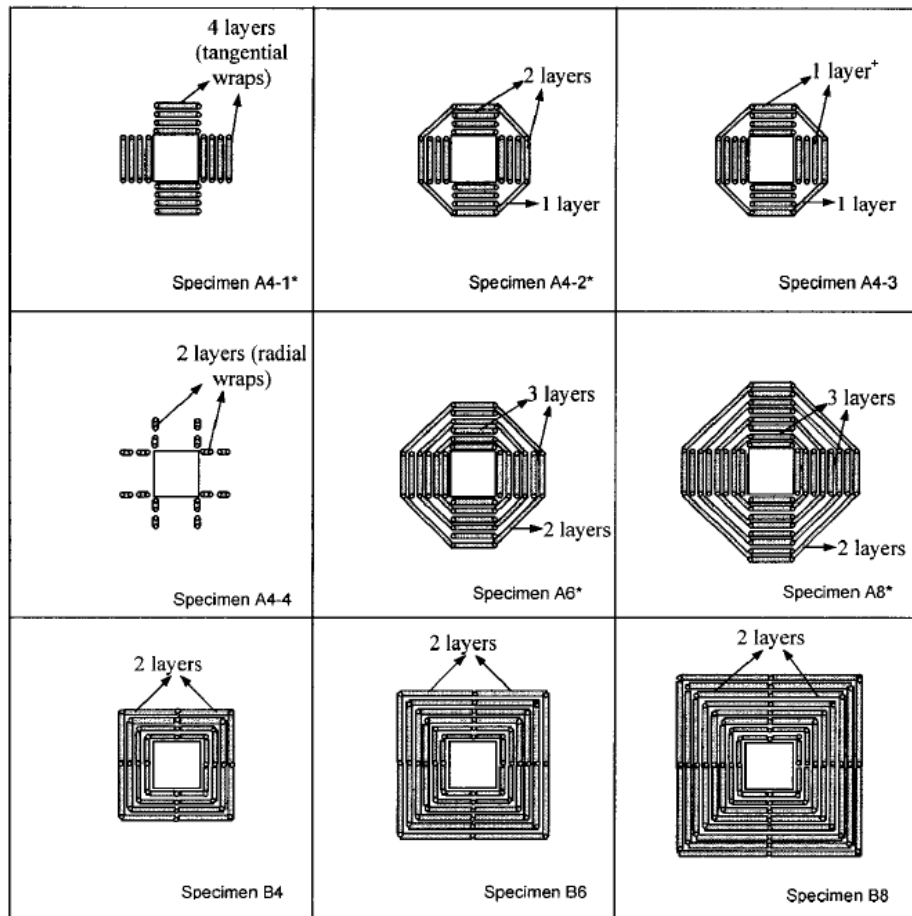


Figura 2.49 Refuerzo con fibras de carbono, (Binici, 2005)

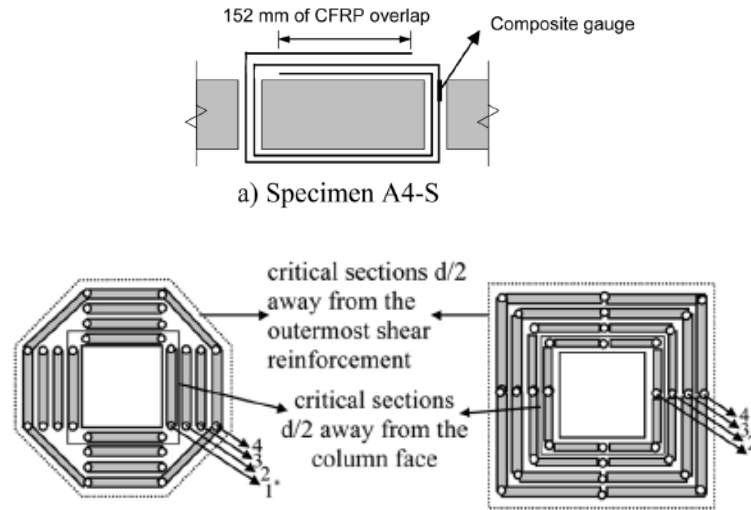


Figura 2.50 Refuerzo de la unión columna-losa con fibras, (Stark, 2005)

Cuando se pega la fibra directamente a la losa (ver figura 2.51), se aumenta la resistencia pero puede generarse un comportamiento frágil principalmente si se despegue (Cheng, 2005)

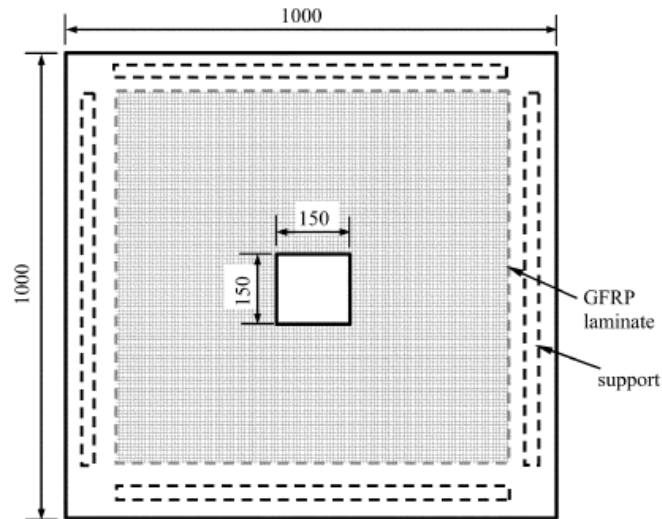


Figura 2.51 Refuerzo con Fibra de vidrio, (Cheng, 2005)

2.11 Diseño por fuerza cortante - refuerzo de losas con Sistema Lift slab

Para lograr un comportamiento adecuado en la construcción de edificios mediante el sistema de losas levantadas “lift slabs”, se estudió el empleo de un refuerzo metálico en las columnas para formar una cabeza de cortante o collar mediante perfiles estructurales de acero (ver figura 2.52). Colocar los collares de acero permitió incrementos del 75% en la resistencia por cortante e incluso mayores (Corley, 1968).

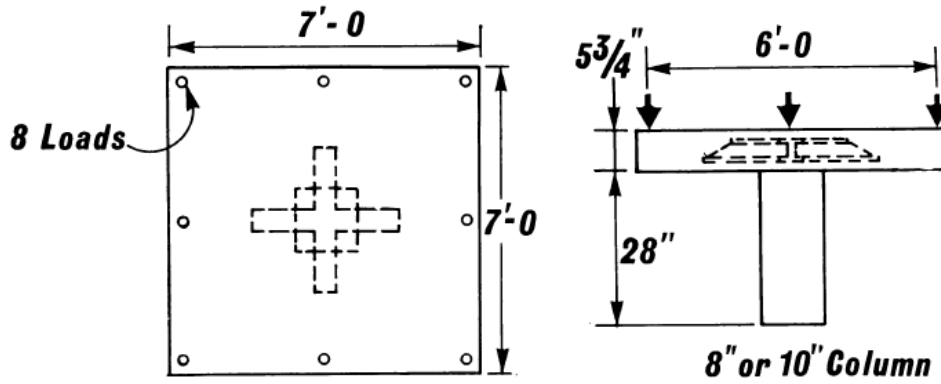
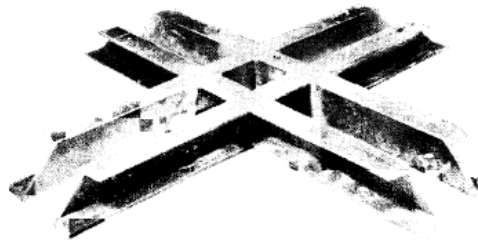
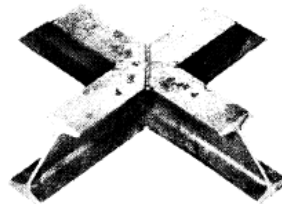


Fig. 4—Dimensions for PCA test specimens



(a) CHANNEL



(b) I-SECTION

Figura 2.52 Refuerzo por cortante en forma de collares de acero, (Corley, 1968)

2.12 Influencia de la carga gravitacional

Influencia de los efectos de la carga gravitacional en el comportamiento de una conexión losa-columna de borde. Se ensayan 3 especímenes con las mismas características de refuerzo y lo único que se varía es la carga gravitacional aplicada. Se observa que conforme se incrementa el valor de la carga vertical (ver figura 2.53), disminuye la capacidad de deformación y también la resistencia lateral.

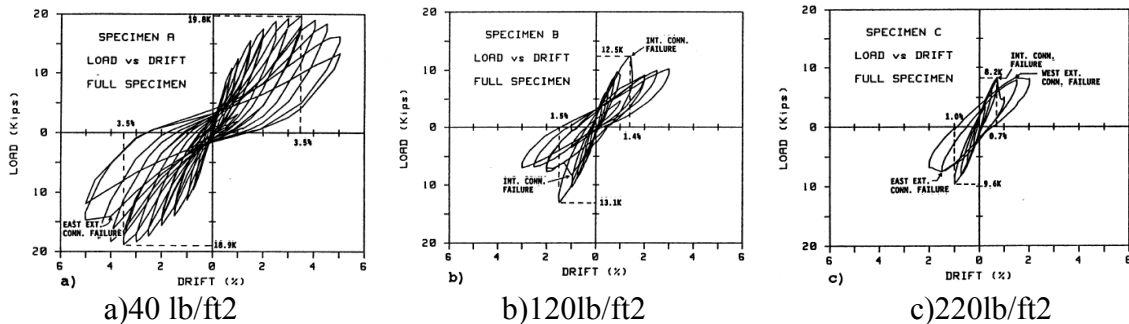


Figura 2.53 Influencia de la carga gravitacional en la capacidad de deformación, (Robertson, 1991)

2.13 Investigaciones de losas planas en México

Los primeros estudios del sistema de losa plana aligerada apoyada sobre columnas que se desarrollaron en México, se enfocaron a determinar la resistencia y la rigidez del sistema (ver figura 2.54). Se determinó que la rotación se concentra en la unión de la losa y la columna, para emplear modelos elásticos que predigan el desplazamiento de estos sistemas, se puede usar el concepto de marco equivalente en el que se definen vigas ficticias con un ancho tal que conduzcan al mismo desplazamiento que se obtuvo experimentalmente (Rodríguez, 1982). También se determinó el límite superior para el esfuerzo cortante teórico que debería usarse para calcular la resistencia (Rodríguez, 1982).

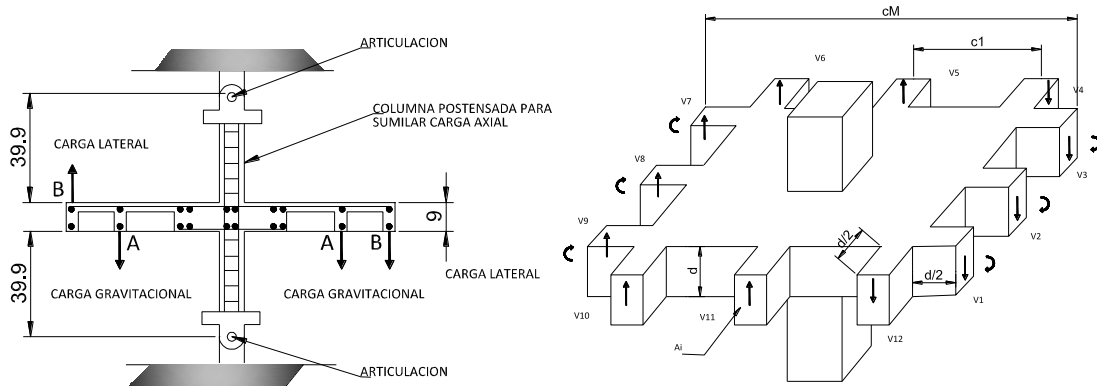


Figura 2.54 Prueba experimental de una conexión entre losa y columna, (Rodríguez, 1982)

Otras investigaciones experimentales sobre edificios con losas planas aligeradas del tipo que se construía en México antes del sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Rodríguez, 1993, 1995a, 1995b), comprueban que las estructuras de losas planas tienen comportamientos típico de estructuras poco dúctiles, con poca capacidad de disipación de energía, bajas ductilidades además de que tienen poca rigidez que además, se degrada rápidamente. Sin embargo, se comprobó que pueden evitarse los modos de falla frágil (punzonamiento por cortante) si se colocan detalles especiales del refuerzo por cortante, y flexión para evitar el punzonamiento y poder transmitir el momento desbalanceado de la columna. Si se emplea en combinación con un sistema sismoresistente que podría ser un sistema de contravientos, se pueden lograr diseños seguros y económicos (Rodríguez, 1993, 1995a, 1995b). También se ha estudiado el comportamiento de las estructuras de losa plana aligerada que se repararon después del sismo de 1985 (Rodríguez, 1996 y 1998), ver figura 2.55.

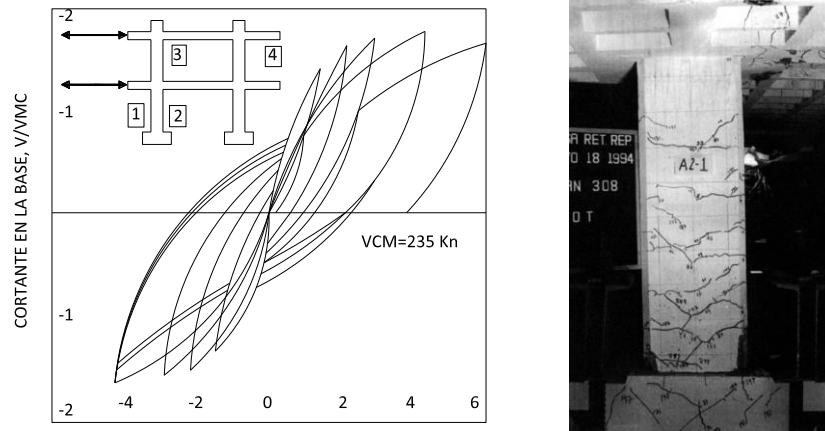


Figura 2.55 Reparación de estructuras de losas planas mediante encamisado de columnas, (Rodríguez, 1998)

Se han llevado a cabo análisis no lineales de edificios en los que se predice un grado de daño similar al que se presentó en estructuras de losa plana durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, en el que se observó que pequeñas demandas de ductilidad en las columnas implican grandes demandas de ductilidad en la losa, ver figura 2.56 (Rodríguez, 1989).

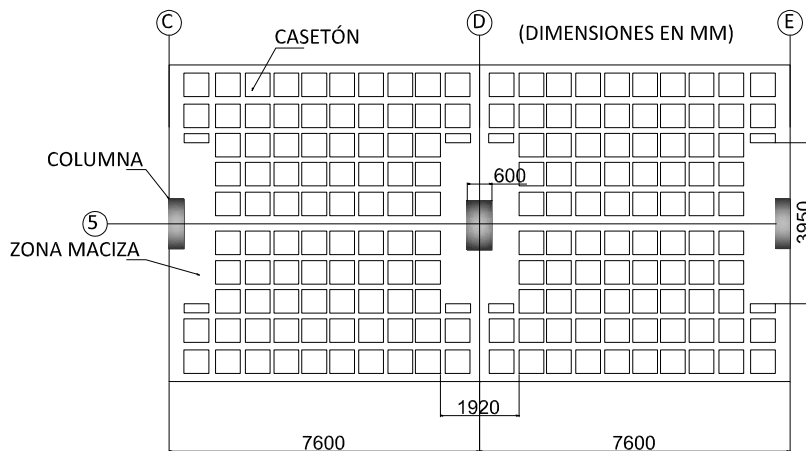


Figura 2.56 Vista inferior de una losa aligerada típica, (Rodríguez, 1989)

BIBLIOGRAFÍA

- Aalami, B. (1990). "Load balancing: a comprehensive solution to Post-tensioning", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, pp. 662-670. (87-s68).
- Aalami, B. O. (2000). "Structural modeling of post-tensioned members", ASCE Structural Journal, pp. 157-162.
- Aalami, B. (2007). "Critical milestones in development of post-tensioned buildings", Concrete International, Vol. 29, No. 10, pp. 52-56.
- Abdel-Salam, M., Ghali, A., and Dilger, W. (1985). "Stud shear reinforcement for flat concrete plates", ACI Journal, Vol. 82, No. 5, pp. 676-683. (j182-60).

- ACI Committee 318. (2011). "Building code requirements for structural concrete", American Concrete Institute.
- Adetifa, B., and Polak, M. A. (2005). "Retrofit of slab column interior connections using shear bolts", ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 2, pp. 268-274. (102-s27).
- Alexander, S., and Simmonds, S. (1992). "Punching shear test on concrete slab-column joints containing fiber reinforcement", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 4, pp. 425-432. (89-s42).
- Binici, B., and Bayrak, O. (2005). "Use fiber-reinforced polymers in slab-column connections upgrades", ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 1, pp. 93-102. (102-s10).
- Bondy, K. (2001). "Post-tensioned concrete: five decades of American building construction", Hanley Wood, #C01L042
- Brooms, C. E. (1990). "Shear reinforcement for deflection ductility of flat plates", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 6, pp. 696-705. (87-s72).
- Broms, C. (2000). "Elimination of flat plate punching failure mode", ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 1, pp. 94-101. (97-s11).
- Chen, C., and Li, C. (2005). "Punching shear strength of reinforced concrete slabs strengthened with glass fiber-reinforced polymer laminates", ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 4, pp. 533-542. (102-s54).
- Chopra, A. K. (2000). "Dynamics of structures", Prentice Hall, USA, pp. 98-105.
- Collins, M. P., Mitchel, D., Adebar, P., and Vecchio, F. J. (1996). "A general shear design method", ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp. 36-45. (93-s05).
- Corley, G., and Hawkins, N. M. (1968). "Shearhead reinforces for slabs", ACI Journal, Vol. 65, No. 10, pp. 811-824. (j165-59).
- Cortina, O. J. P., Peralta, M. S., y Astudillo, E., (2005) "Estructuras con entrepiso de concreto postensado: un caso de estudio", Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, México D.F., pp. 1-10.
- Cortina, O. J. P. (2006). "Comunicación personal", México.
- Criswell, M. E., and Hawkins, N. W. (1974). "Shear strength of slabs: basic principle and their relation to current methods of analysis", ACI special report SP-42, Shear of Reinforced Concrete, Vol. 2. (SP42-29).
- Dovich, L., and Wight, J. (2005). "Effective slab width model for seismic analysis of flat slab frames", ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 6, pp. 763-773. (102-s88).
- Durrani, A., Du, Y., and Luo, Y. (1995). "Seismic resistance of nonductile slab-column connections in existing flat-slab buildings", ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 4, pp. 479-487. (92-s46).
- Ebead, U., and Marzouk, H. (2002). "Strengthening of two-way slabs using steel plates", ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 1, pp. 23-31. (99-s03).
- Ebead, U., and Marzouk, H. (2002). "Strengthening of two-way slabs subjected to moment and cyclic loading", ACI Structural Journal, Vol. 99, No. 4, pp. 435-444. (99-s45).
- Ebead, U., and Marzouk, H. (2004). "Fiber-reinforced polymer strengthening of two-way slabs", ACI Structural Journal, Vol. 101, No.5, pp. 435-444. (101-s64).
- Eldemeri, (2012). "Steel fiber", <http://eldemeri.com>.
- Elgabry, A., and Ghali, A. (1987). "Test on concrete slab-column connections with stud-shear reinforcement subjected to shear-moment transfer", ACI Structural Journal, Vol. 84, No. 5, pp. 433-442. (84-s46).
- Elgabry, A., and Ghali, A. (1990). "Design of stud-shear reinforcement for slabs", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 3, pp. 350-361. (87-s35).

- Elgabry, A., and Ghali, A. (1996). "Transfer of moments between column and slabs: proposed code revision", ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp. 56-61. (93-s07).
- Emam, M., Marzouk, H., and Hilal, S. (1997). "Seismic response of slab-column connections constructed with high-strength concrete", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 2, pp. 197-204. (94-s19).
- Englekirk, R. (2006). "Comunicación personal", 2º Encuentro Latinoamericano de Estructuras Prefabricadas, Veracruz, México.
- El-Salakawy, E., Polak, M., and Soliman, M. (1999). "Reinforced concrete slab column edge connections with openings", ACI Structural Journal, Vol. 96, No. 1, pp. 79-88. (96-s09).
- El-Salakawy, E., Polak, A., and Soudki, K. (2003). "New shear strengthening technique for concrete slab-column connections", ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, pp. 297-304. (100-s32).
- Ferguson, P. M. (1960). "Reinforced concrete fundamentals, with emphasis on ultimate strength", John Wiley & Sons, pp. 278-276.
- Foutch, D., Gamble, W., and Sunidja, H. (1990). "Test of post-tensioned concrete slab edge column connections", ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 2, pp. 167-179. (87-s18).
- Fürst, A., and Marti, P. (2005). "Robert Maillart's design approach for flat slabs", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, pp. 1102-1110.
- Gasparini, D. A. (2002). "Contributions of C. A. P. Turner to development of reinforced concrete flat slabs 1905-1909", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 128, pp. 1243-1252.
- Gesund, S. (1994). "Punching shear strength of steel fiber reinforced concrete flat plates", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, pp. 342-355. (91-s40).
- Ghali, A. (2006). "Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slabs", ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 5, pp. 710-719. (103-s73).
- González, C. O. M., y Robles, V. F. F. (2005). "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Cuarta Edición, Editorial Limusa pp. 802.
- Guralnick, S. A., and Fraugh, R. W. (1963). "Laboratory study of a forty-five-foot square flat plate structure", ACI Journal, Vol. 60, No. 9, pp. 1106-1185. (j160-55).
- Hawkins, N. M. (1974). "Shear strength of slabs with shear reinforcement". ACI special report SP-42, Shear of Reinforced Concrete, Vol. 2. (SP42-34).
- Hawkins, N. M. (1974-b). "Shear strength of slabs with moments transferred to columns", ACI special report SP-42, Shear of Reinforced Concrete, Vol. 2. (SP42-35).
- Hawkins, N. M., Criswell, M. E., and Roll, F. (1974-c). "Shear strength of slabs without shear reinforcement", ACI special report SP-42, Shear of Reinforced Concrete, Vol. 2. (SP42-30).
- Hawkins, N., Bao, A., and Yamazaki, J. (1989). "Moment transfer for concrete slab to columns", ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 6, pp. 705-716. (86-s70).
- Hwang, S., and Mohele, J. (2000). "Vertical and lateral load test of nine-panel flat-plate frame", ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 1, pp. 193-203. (97-s22).
- International Code Council. (2006). "International Building Code", ICC, Washington, DC. USA.
- Joint ACI-ASCE Committee 326. (1962). "Shear and diagonal tension, Part 3, Slabs and Footings", American Concrete Institute, Vol. 59, No. 3.

- Joint ACI-ASCE Committee 445. (1999). "Recent approaches to shear design of structural concrete", American Concrete Institute, 445R-99.
- Joint ACI-ASCE Committee 421. (2010). "Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates (ACI 421.2R-10)", American Concrete Institute, 421.2R-10.
- Jones, A., and Morrison, J. (2005). "Flat slab design: past present and future", Structures and Building, Proceedings of the institution of Civil Engineers, pp. 133-140.
- Kang, T. H. K. (2004). "Shake table tests and analytical studies of reinforced concrete flat plate frames and post-tensioned flat plate frames", PhD Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, Los Angeles.
- Kang, T., and Wallace, J. (2005). "Dynamic response of flat plate systems with shear reinforcement", ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 5, pp. 763-773. (102-s78).
- Kuramoto, H., and Nishiyama, I. (2000). "Equivalent damping factor of composite RCS frames", ACI Special report SP196, pp. 109-124. (SP196-06).
- Langohr, P., Ghali, A., and Dilger, W. (1976). "Special shear reinforcement for Concrete flat Plates", ACI Journal, Vol. 73, No. 3, pp. 141-146. (j173-11).
- Lin, T. Y. (1963). "Load-balancing method for design and analysis of prestressed concrete structures", ACI Journal, Vol. 60, No. 6, pp. 719-742. (j160-36).
- Loera, P. S., y Ávila, R. J. A. (2000). "Análisis bajo carga vertical de losas planas con capiteles y ábacos", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 620.
- Loera, P. S., y Ávila, R. J. A. (2001). "Ancho equivalente de losas planas con capiteles y ábacos ante fuerzas laterales", Series del Instituto de Ingeniería de la UNAM, No. 622.
- Marzouk, H., Emam, M., and Hilal, S. (1996). "Effect of high-strength concrete columns on the behavior of slab-column connections", ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 5, pp. 1-8. (93-s51).
- Marzouk, H., and Jiang, D. (1997). "Experimental investigation on shear enhancement types for high-strength concrete plates", ACI Structural Journal, Vol. 94, No. 1, pp. 1-7. (94-s06).
- Marzouk, H., Emam, M., and Hilal, S. (1998). "Effect of high-strength concrete slab on the behavior of slab column connection", ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 3, pp. 227-237. (95-s21).
- Mayers, G. T., Sozen, M. A., and Siess, P. C. (1959). "Tests on a quarter-scale model of a multiple panel reinforced concrete flat plate floor", Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 181, University of Illinois, Urbana, September, 1959.
- Megally, S., and Ghali, A., (1994). "Design considerations for slab-column connections in seismic zones", ACI Structural Journal, Vol. 91, No. 3, pp. 303-314. (91-s30).
- Megally, S., and Ghali, A. (2000). "Seismic behaviour of slab-column connections", Canadian Journal of Structural Engineering, Vol. 27, pp. 84-100.
- Megally, S., and Ghali, A. (2000-b). "Punching shear design of earthquake-resistant slab-column connections", ACI Structural Journal, Vol. 97, No. 5, pp. 720-730. (97-s73).
- Meli, R., and Rodríguez, M. (1988). "Seismic behavior of waffle-flat plate buildings", Concrete International, Vol. 10, No. 7, pp. 33-41. (ci1007meli).
- Moe, J. (1961). "Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads", Development Department Bulletin D47. Portland Cement Association.
- Mokhtar, A. S. M., Ghali, A., and Dilger, W. (1985). "Stud shear reinforcement for flat concrete plates", ACI Journal, Vol. 82, No. 5, pp. 676-683. (j182-60).

Mortin, D., and Ghali, A. (1991). "Connection of flat plates to edge columns", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 2, pp. 191-198. (88-s23).

Naaman, A. E. (2004). "Prestressed concrete analysis and design", Second Edition, Techno Press 3000, pp. 620-730.

Nichols, J. R. (1914). "Statical limitations upon steel requirements in reinforced concrete flat slabs floors", *Trans. ASCE*, Vol. 77.

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. (1996). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Sexta época, Tomo I, No. 356, México, 25 de marzo de 1996.

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. (2004). *Gaceta Oficial del Distrito Federal*, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Oliveira, D., Melo, G., and Regan, P. (2000). "Punching strengths of flat plates with vertical or inclined stirrups", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No.3, pp. 485,491. (97-s52).

Osman, M., Marzouk, H., and Helmy, S. (2000). "Behavior of high-strength lightweight concrete slab under punching loads", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No.3, pp. 492-498. (97-s53).

Ospina, C., Alexander, S., and Cheng, R. (2003). "Punching of two-way concrete slabs with fiber-reinforced polymer reinforcing bars or grids", *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 5, pp. 589-598. (100-s61).

Pan, A., and Moehle, L. P. (1989). "Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat-slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 250-258. (86-s27).

Pillai, U., Kirk, W., and Scavuzzo, L. (1982). "Shear reinforced at slab-column connections in reinforced concrete flat plate structure", *ACI Journal*, Vol. 79, No. 1, pp. 36-42. (j179-04).

PRESCON (2012). "Button headed wires", www.prescon.com.php.

PTI Post-Tensioning Institute. (1977). "Design of Post-Tensioned Slabs".

PTI DC-20: Building Design Committee (2011). "Guide for design of post-tensioned buildings", Post-Tensioning Institute.

Ritchie, M., and Ghali, A., (2005). "Seismic-resistant connections of edge columns with prestressed slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 589-598. (102-s32).

Ritchie, M., Ghali, A., Dilger, W., and Gayed, R. (2006). "Unbalanced moment resistance by shear in slab-column connections: Experimental assessment", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, pp. 74-82. (103-s09).

Robertson, I., and Durrani, A. (1992). "Gravity load effects on seismic behavior on interior slab-column connections", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 37-45. (89-s05).

Robertson, I., Kawai, T., Lee, J., and Enmoto, B. (2002). "Cyclic testing of slab-column connections with shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 5, pp. 605-613. (99-s62).

- Robertson, I., and Johnson, G. (2006). "Cyclic lateral loading of nonductile slab-column connection", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 3, pp. 356-364. (103-s37).
- Rodríguez, M., y Meli, R. (1982). "Diseño sísmico de conexiones entre losas reticulares y columnas", *Serie del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, No. 450.
- Rodríguez, M., and Díaz, C. (1989). "The Mexico earthquake of September 19, 1985 analysis of the seismic performance of a medium rise, waffle flat plate building", *Earthquake Spectra*, Vol. 5, No. 1, pp. 25-40.
- Rodríguez, M., y Meli, R. (1993). "Ensayes ante cargas laterales cíclicas de una estructura de losa plana reticular", *Serie del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, No. 558.
- Rodríguez, M., Santiago, E., and Meli, R. (1995-a). "Seismic loads test on two story waffle flat plate structure", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 121, No. 9, pp. 1287-1293.
- Rodríguez, M., and Meli, R., (1995-b). "Studies on the seismic response of waffle-flat plate buildings", *ACI special report SP157-20*, pp. 449-464. (sp157-20).
- Rodríguez, M., y Meli, R., (1996). "Ensayes sísmicos de una estructura de losa plana reticular rehabilitada", *Serie del Instituto de Ingeniería de la UNAM*, No. 579.
- Rodríguez, M., y Santiago, S. (1998). "Simulated seismic load test on two story waffle flat slab plate structure rehabilitated by jacketing", *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 2, pp. 129-138. (95-s13).
- Rusillo, M. A. (1988). "Lift slab construction: Its history, methodology, economics, and applications", *ACI special report SP107-04*, pp. 1-10. (sp107-04).
- Seible, F., Ghali, A., and Dilger, W. (1980). "Preassembled shear reinforcing units for flat Plates", *ACI Journal*, Vol. 77, No. 1, pp. 28-35. (j177-05).
- Sherif, A., and Dilger, W. (2000). "Test of full scale continuous reinforced concrete flat slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 3, pp. 455-467. (97-s49).
- Simón, R. (2006). "Comunicación personal", México.
- Stark, A., Binici, B., and Bayrak, O. (2005). "Seismic upgrade of reinforced concrete slab-column connections using carbon fiber-reinforced polymers", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 324-333. (102-s33).
- Swamy, R. N., and Ali, S. A. R. (1982). "Punching shear behaviour of reinforced slab-column connection made with steel fiber concrete", *ACI Journal*, Vol. 79, No. 5, pp. 392-406. (j179-41).
- Talbot, A. N., and Slater, W. A. (1913). "Tests of reinforced concrete buildings under load", *Bulletin No. 64*, University of Illinois Experimental Engineering Station, Urbana, 1913.
- Talbot, A. N., and Slater, W. A. (1916). "Tests of reinforced concrete flat slabs structures", *Bulletin No. 84*, University of Illinois Experimental Engineering Station, Urbana, 1916.
- Teng, S., Cheong, H. K., Kuang, K. L., and Geng, J. Z. (2004). "Punching shear strength of slabs with openings and supported on rectangular columns", *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No.5, pp. 678-687. (101-s67).
- Theodorakopolus, D., and Swamy, R. (1993). "Contributions of steel fibers of strength characteristics of lightweight concrete slab-column connections failing in punching shear", *ACI Structural Journal*, Vol. 90, No. 4, pp. 342-355. (90-s37).
- Westergaard, H. M., and Slater, W. A. (1921). "Moments and stresses in slabs", *ACI Journal*, Vol. 17, No. 2, pp. 415-538. (j117-32).

Wey, E., and Durrani, A., (1992). "Seismic response of interior slab-column connection with shear capitals", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 6, pp. 682-691. (89-s65).

Yamada, T., Nanni, A., and Endo, K. (1992). "Punching shear resistance of flat slabs: influence of reinforcement type and ratio", ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 5, pp. 555-563. (89-s52).

CAPÍTULO 3: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO

CONTENIDO

- 3.1 Criterios Generales y consideraciones de diseño
- 3.2 Modelos estructurales
 - 3.2.1 Modelo para carga gravitacional
 - 3.2.2 Modelo de la estructura completa para carga gravitacional y sismo
 - 3.2.3 Modelo del marco perimetral sismo resistente
 - 3.2.4 Modelo de los cables de postensado
 - 3.2.4.1 Trayectoria del cable
 - 3.2.4.2 Carga Compensada
 - 3.2.5 Cargas verticales y sus combinaciones para diseño
 - 3.2.6 Desplazamientos verticales
 - 3.2.7 Armado de Nervaduras
 - 3.2.7.1 Armado por flexión
 - 3.2.7.2 Revisión por cortante
- 3.3 Estructura sismoresistente exterior
- 3.4 Armados

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 3.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo, (NTC, 2004)
- Figura 3.2 Estructura Prototipo
- Figura 3.3 Corte Transversal
- Figura 3.4 Distribución de casetones en un tablero típico de 6x6 m
- Figura 3.5 Elementos estructurales empleados a) Tipo Frame b) Tipo Shell
- Figura 3.6 Nivel aislado para determinar las acciones por carga gravitacional
- Figura 3.7 Modelo de la estructura completa para carga gravitacional y sismo
- Figura 3.8 Carga equivalente de un torón continuo de 1.27 cm de diámetro (10.83 t.)
- Figura 3.9 Distribución de torones de 0.5 pulgadas
- Figura 3.10 Vista tridimensional de la estructura deformada
- Figura 3.11 Esfuerzo cortante máximo para una conexión interior (Fig.2.2 NTC-Concreto)
- Figura 3.12 Superficie de falla para determinar la penetración por cortante
- Figura 3.13 Espectro de aceleraciones de la zona II
- Figura 3.14 Armado de las nervaduras principales
- Figura 3.15 Armado de las nervaduras adyacentes
- Figura 3.16 Armado de las nervaduras secundarias
- Figura 3.17 Armado de las vigas principales perimetrales
- Figura 3.18 Armado de las columnas interiores

Figura 3.19 Armado de las columnas perimetrales

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1	Carga gravitacional
Tabla 3.2	Carga compensada, (Simón, 2006)
Tabla 3.3	Casos de carga
Tabla 3.4	Combinaciones de carga
Tabla 3.5	Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones, (NTC-Sismo, 2004)
Tabla 3.6	Periodos de la estructura

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 3.1	Límite para la relación claro peralte
Ecuación 3.2	Cálculo del número de cables
Ecuación 3.3	Deformación total
Ecuación 3.4	Factor de largo plazo
Ecuación 3.5	Fracción del momento flexionante que se transmite por fuerza cortante
Ecuación 3.6	Esfuerzo cortante máximo de diseño
Ecuación 3.7	Área de la sección crítica
Ecuación 3.8	Momento polar de inercia
Ecuación 3.9	Ecuación general para determinar el esfuerzo cortante máximo de diseño
Ecuación 3.10	Ecuación general para determinar el área de la sección crítica
Ecuación 3.11	Ecuación general para determinar el momento de inercia de la sección crítica alrededor del eje x
Ecuación 3.12	Ecuación general para determinar el momento de inercia de la sección crítica alrededor del eje y

3.1 Criterios generales y consideraciones de diseño

El espécimen de ensaye estudiado en este trabajo se derivó de una estructura prototipo, o sea, de una estructura idealizada, de tamaño real, diseñada con las técnicas usuales empleadas en los despachos de diseño estructural. En este capítulo se presentan las características de esta estructura, las hipótesis de diseño, y los resultados de su análisis y dimensionamiento.

Se eligió ubicar la estructura en la Zona II de clasificación geotécnica del Distrito Federal debido a que es una estructura de baja altura y se pretende que las ordenadas espectrales asociadas con su periodo fundamental se encuentren en la meseta del espectro (1.4 NTC-Sismo, 2004). La zona II se encuentra delimitada en la figura 3.1.

La estructura prototipo consta de una estructura con un sistema sismoresistente exterior perimetral formado por marcos rígidos de concreto reforzado, en el que se emplean vigas peraltadas sin presfuerzo y columnas robustas de concreto, y un sistema interior a base de columnas y losas planas postensadas encasetonadas. Consta de 6 crujeías en cada dirección, con claros de 6 m, y tres niveles con alturas de entrepiso de 3.30 m. (ver figuras 3.2 y 3.3). Se diseñó siguiendo las especificaciones de las NTC 2004 de Estructuras de Concreto.

El sistema perimetral es capaz de resistir por sí mismo el total de las fuerzas sísmicas sin considerar al sistema interior. Se considera que el sistema interior cumple sólo como sistema gravitacional formado por una losa nervada apoyada directamente sobre columnas de concreto.

El edificio es simétrico y cumple funciones únicamente académicas, por lo que no necesariamente corresponde a una estructura real. Se considera que los accesos a la estructura se logran mediante escaleras que están adyacentes a la estructura pero ubicadas de forma independiente de manera que no intervienen en el comportamiento de la estructura en cuestión.

Tomando en consideración que uno de los objetivos de la tesis, es investigar el comportamiento del sistema ante diferentes valores de la fuerza cortante normalizada, se propusieron 3 valores de la carga gravitacional. Se consideró que el edificio se usará para oficinas, donde los usuarios determinarán la distribución de los espacios como les resulte conveniente. En los tres casos, se considera que además del peso propio, se incluye una sobrecarga muerta que considera los acabados. La carga 1 considera que las oficinas tendrán espacios abiertos, sin muros divisorios; la carga 2, considera que las oficinas tendrán espacios separados por muros divisorios y la carga 3, considera que en esa zona de las oficinas, se coloca un archivo muerto, el resumen de las cargas se muestra en la tabla 3.1.

Tabla 3.1 Carga gravitacional

Carga	Carga 1	Carga 2	Carga 3
CM (Peso propio)	0.25	0.25	0.26
SCM (Acabados)	0.20	0.20	0.20
SCM (Muros divisorios)	0.00	0.20	0.00
SCM (Archivo)	0.00	0.00	0.55
CVA (Oficinas)	0.18	0.18	0.18
Total	0.63	.83	1.19

Durante el proceso de diseño, se toman en cuenta las cargas anteriores, sin embargo, para no repetir el proceso, en este documento, sólo se muestra el caso de carga 1.

Se supuso también que las columnas se apoyan en una cimentación tipo cajón apoyado en pilas, por lo que se considera que es rígida y que la interacción suelo estructura es despreciable. Por lo anterior, en el modelo estructural se consideran las columnas empotradas en su base.

En el diseño se revisaron tanto los requisitos de resistencia ante cargas últimas como las deflexiones ante cargas de servicio

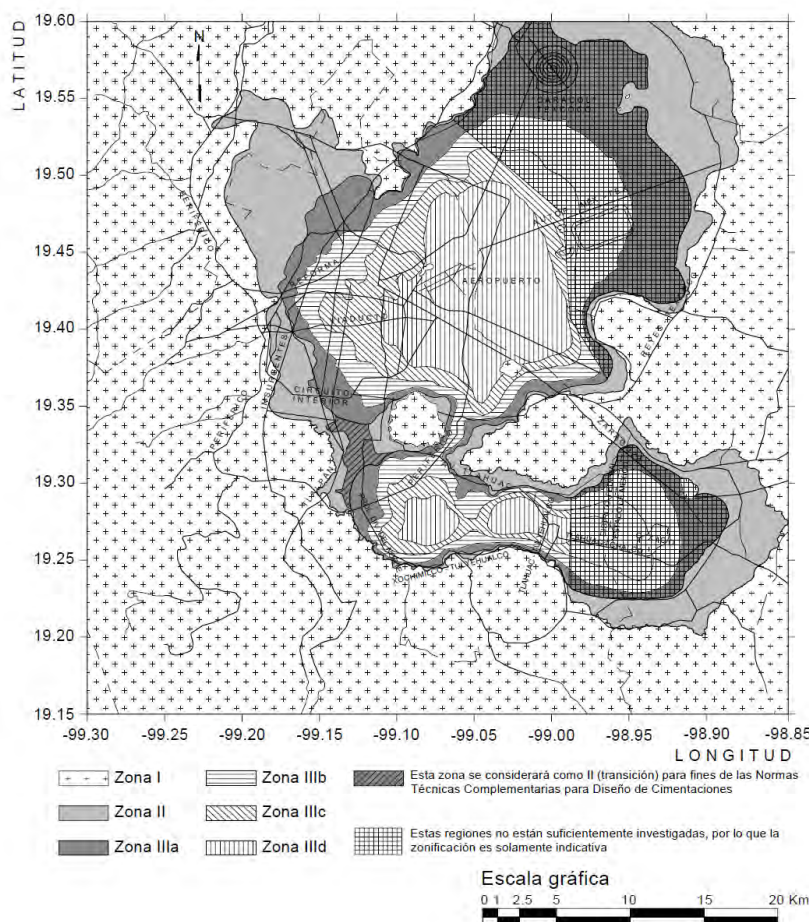


Figura 3.1 Zonificación del DF para fines de diseño por sismo, (NTC, 2004)

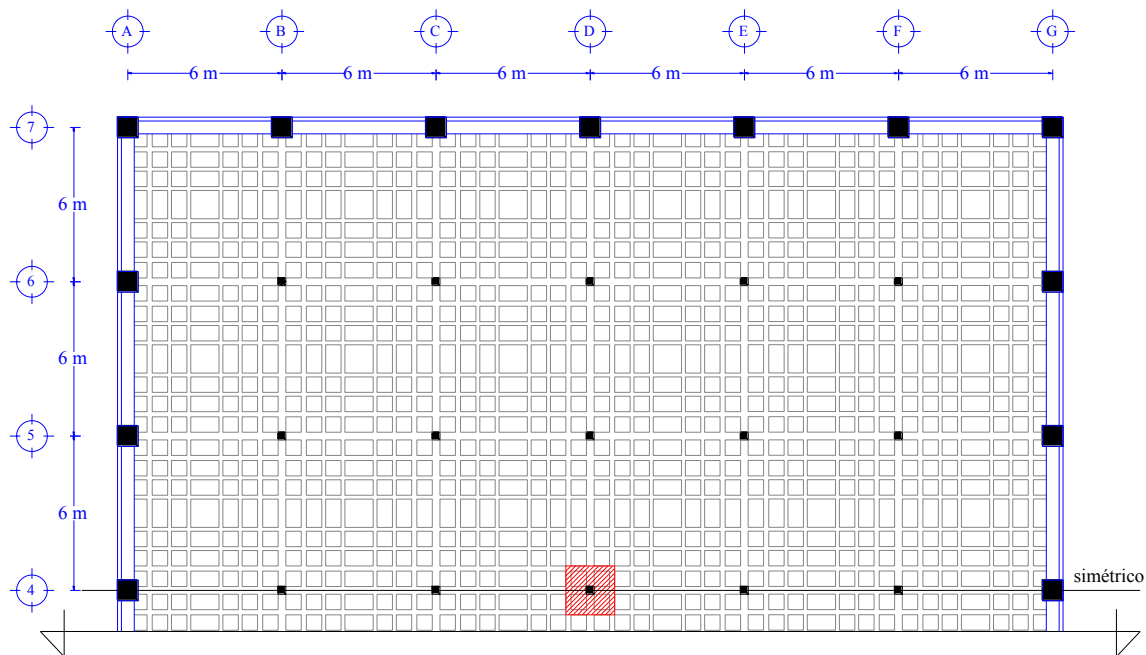


Figura 3.2 Estructura Prototipo

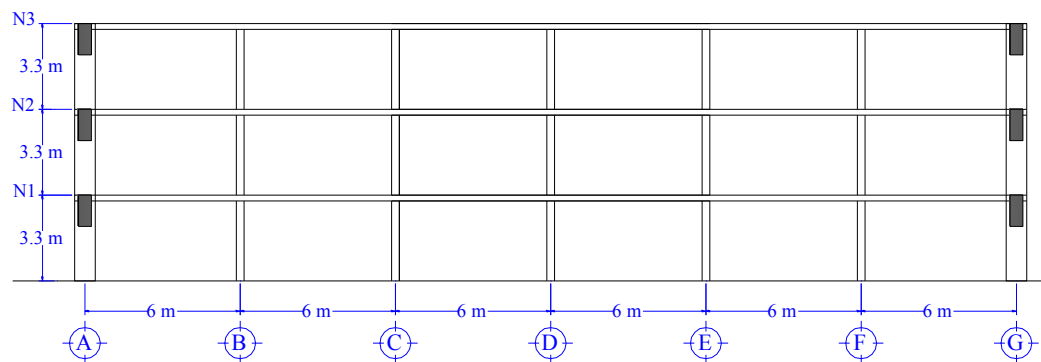


Figura 3.3 Corte Transversal

Una consideración importante en el diseño de la estructura prototipo fue que, para evaluar el caso más desfavorable del comportamiento de estructuras con losas planas postensadas, se supuso que no existía una zona maciza alrededor de las columnas. Esta consideración es atípica y, de hecho, no cumple con los requisitos generales para losas planas (8.1 NTC-Concreto, 2004) que establecen que debe existir una zona maciza alrededor de las columnas de al menos $2.5h$ medida a partir del paño de la columna o el borde del capitel. Sin embargo, en visitas a varios edificios construidos con losas planas postensadas y en entrevistas con diseñadores se encontró que era frecuente no colocar zonas macizas, sino sólo la resultante de la intersección de las nervaduras principales ortogonales de los ejes de columnas; las nervaduras principales tienen un ancho mayor que la columna. La decisión se tomó, por una parte, para representar lo que sucede en la realidad y, por otra, para estudiar el caso más desfavorable en cuanto a las dimensiones de las zonas macizas.

Un aspecto importante en el diseño de losas planas aligeradas es la distribución de los casetones en los tableros. Debe hacerse de tal manera que se cumplan con los requisitos de las normas en cuanto al ancho mínimo especificado para las nervaduras, ya sean las que corresponden a los ejes de columnas (principales), a las adyacentes a los ejes, o a las interiores o secundarias. Para la estructura analizada, se consideraron nervaduras principales de 30 cm, adyacentes de 20 cm y secundarias de 15 cm, todas con peralte de 18.5 cm y recubrimientos de 3 cm. La distribución resultante es la que se muestra en la figura 3.4, con 36 casetones de 60X60 cm, 12 casetones de 60x110 cm y un casetón de 110x110 cm. El volumen de concreto hace que la losa aligerada sea equivalente a una losa maciza de 11 cm. La relación claro/peralte de la losa plana, calculada con la ecuación 3.1, es 32.4, menor que el límite de 40 señalado en la sección 9.7.1.2 de las NTC-Concreto, 2004. Este límite tiene como objetivo evitar deflexiones excesivas en la losa.

$$\frac{\text{Claro}}{\text{Peralte}} = \frac{600 \text{ cm}}{18.5 \text{ cm}} = 32.4 < 40 \quad (3.1)$$

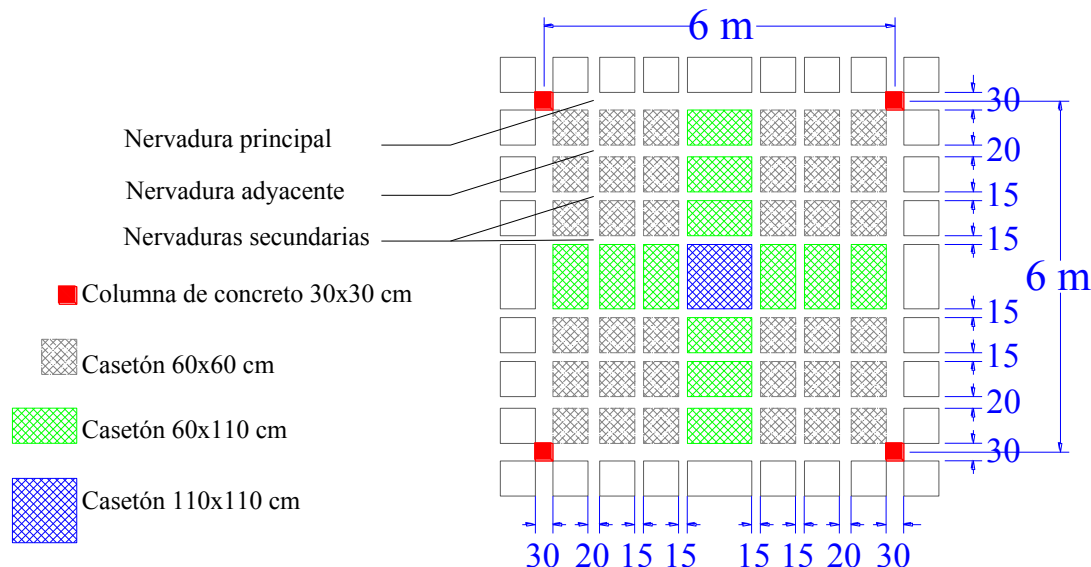


Figura 3.4 Distribución de casetones en un tablero típico de 6x6 m

3.2 Modelos estructurales

Como se mencionó en la sección 1.1, la estructura debe analizarse como un sistema dual, constituido por un sistema perimetral capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas, y un sistema interior de columnas y losas planas que debe analizarse en conjunto con el sistema perimetral bajo la acción de cargas gravitacionales y sísmicas. Esto hace necesario analizar distintos modelos de la estructura con distintas combinaciones de cargas, según se presenta más adelante.

Las nervaduras y las columnas que forman el sistema de la losa plana se diseñaron para resistir las cargas verticales y se revisaron en el modelo completo, losa plana más estructura exterior, para tomar los momentos adicionales debidos a las fuerzas laterales.

En la sección 8.3 de las NTC-Concreto, se establecen los criterios para modelar las estructuras con losas planas sin postensar, mismos que se recomienda seguir en las secciones 9.7.2 y 9.7.3 de las NTC-Concreto para modelar losas planas postensadas.

En la sección 8.3.1 de dichas normas se establecen los requisitos generales para modelar una losa plana. Se dice que *“Las fuerzas y momentos internos pueden obtenerse dividiendo la estructura en marcos ortogonales y analizándolos con métodos reconocidos suponiendo comportamiento elástico”*. En este estudio, se empleó el programa de análisis estructural Sap2000, que permite llevar a cabo análisis elásticos de la estructura mediante el método ampliamente reconocido de elementos finitos. En la misma sección, las NTC-Concreto establecen que para el análisis puede usarse la sección de concreto no agrietada, sin considerar el refuerzo.

En las secciones 8.3.2 y 8.3.3 se proponen métodos aproximados de análisis ante cargas verticales y laterales respectivamente y, además, se dan recomendaciones para estructuras sin ábacos ni capiteles y para cuando sí se tienen. Estas últimas recomendaciones se basan en los estudios de Loera de 2000 y 2001.

En este estudio no se emplearon los análisis aproximados mencionados en el párrafo anterior, sino que se prefirió modelar la estructura en la forma más detallada posible para obtener los momentos flexionantes, las fuerzas cortantes y normales y los desplazamientos laterales. Las columnas, vigas y nervaduras se modelaron empleando el elemento tipo Frame (CSI Analysis Reference Manual, 2009) mostrado en la figura 3.5-a con sus grados de libertad. La capa de compresión se modeló empleando elementos tipo “Shell” (CSI Analysis Reference Manual, 2009), en forma de cuadrilátero de cuatro nodos con comportamiento tipo membrana, ver figura 3.5-b.

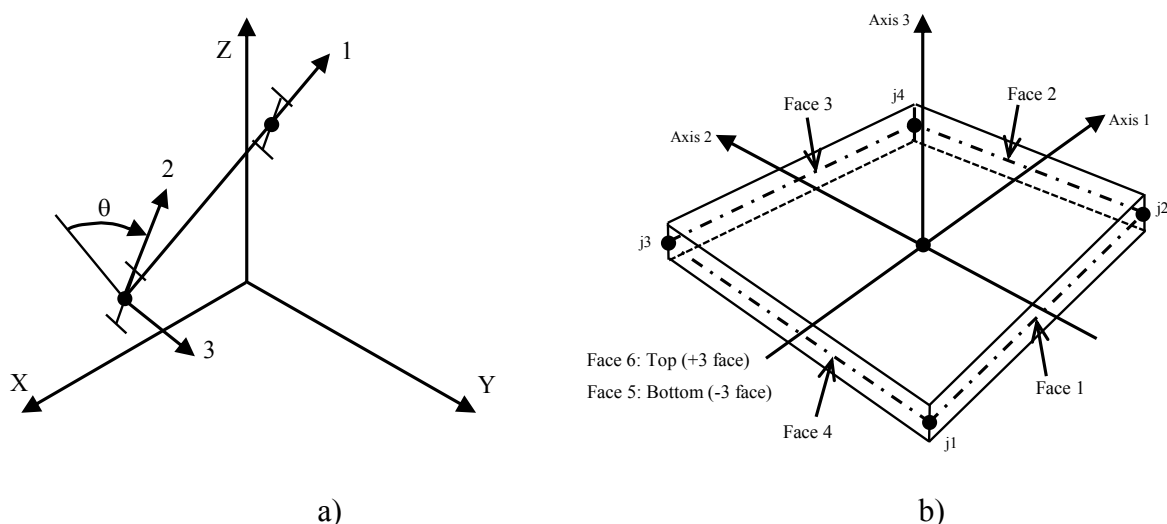


Figura 3.5 Elementos estructurales empleados a) Tipo Frame b) Tipo Shell, (SAP2000)

3.2.1 Modelo para carga gravitacional

Para determinar las acciones producidas exclusivamente por carga gravitacional, se usó el modelo mostrado en la figura 3.6, que consiste de un nivel aislado, con las columnas del nivel superior e inferior empotradas en sus extremos opuestos al nivel en consideración. Con este modelo se determinaron las acciones internas en la losa plana y en el marco rígido perimetral producidas por las cargas verticales exclusivamente.

3.2.2 Modelo de la estructura completa para carga gravitacional y sismo

El modelo correspondiente se muestra en la figura 3.7. Con este modelo se determinaron las acciones internas cuando las acciones gravitacionales y sísmicas son resistidas tanto por el marco rígido perimetral como por el sistema interior de losa plana y columnas actuando en conjunto.

3.2.3 Modelo del marco perimetral sismo resistente

Como se expuso al principio de este capítulo, el marco rígido perimetral debe ser capaz de resistir por sí solo las acciones sísmicas. Para analizar esta situación, se utilizó también el modelo de la figura 3.7 pero articulando los extremos de todas las columnas interiores, de tal manera que éstas no tuviesen momentos flexionantes y por lo tanto no contribuyesen a resistir las acciones sísmicas. Las losas sólo funcionan como diafragmas rígidos para distribuir las fuerzas sísmicas entre los elementos estructurales del marco perimetral.

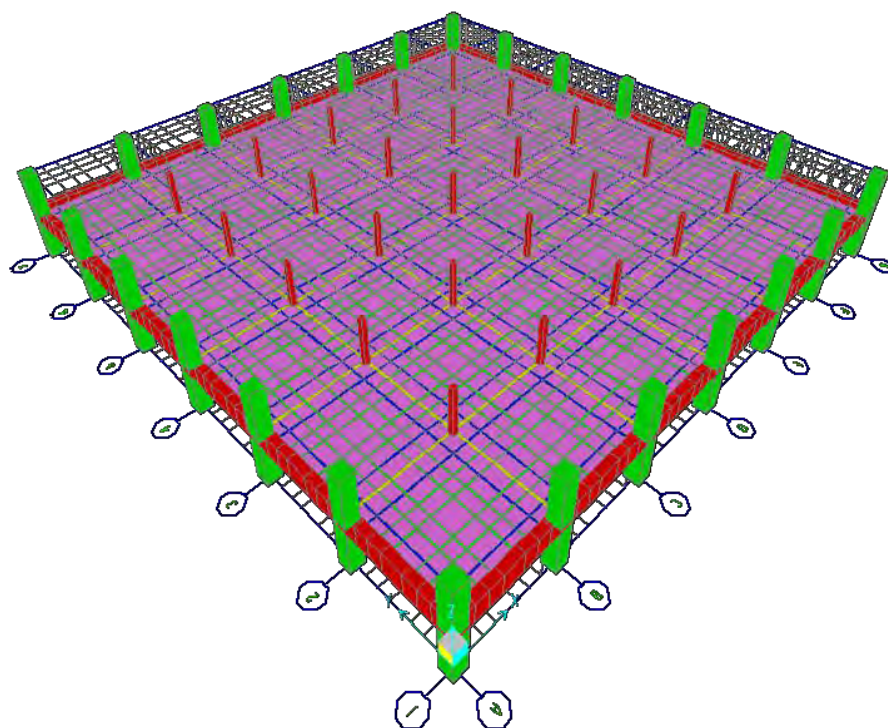


Figura 3.6 Nivel aislado para determinar las acciones por carga gravitacional

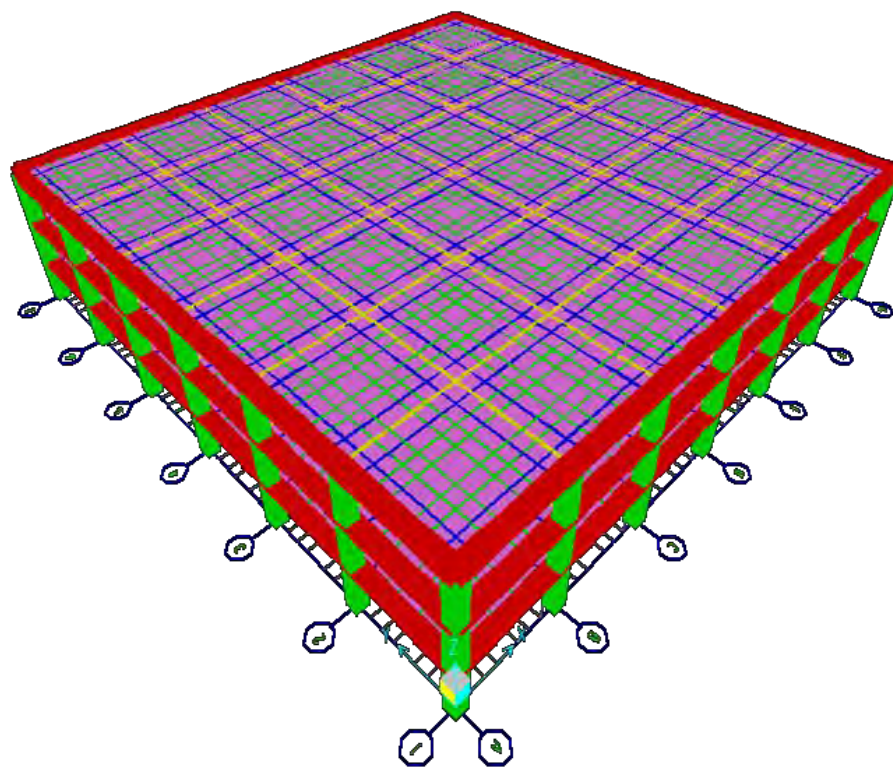


Figura 3.7 Modelo de la estructura completa para carga gravitacional y sismo

3.2.4 Modelo de los cables de postensado

Como se mencionó en la Sección 2.2, los cables de presfuerzo producen en las estructuras hiperestáticas los llamados momentos secundarios que deben sumarse a los momentos flexionantes producidos por las cargas externas. Ya que la estructura en consideración es una altamente hiperestática, es importante tomar en cuenta los efectos producidos por el postensado, o sea, calcular los momentos secundarios. Esto se hizo utilizando el método de la carga equivalente o carga balanceada (Lin, 1963) expuesto también en el Capítulo 2.

3.2.4.1 Trayectoria del cable

La trayectoria del cable se define tomando en cuenta las siguientes consideraciones. Para no generar momentos en los extremos de la losa, conviene colocarlo en el centroide de la nervadura en dichos extremos. En el centro del claro y en los apoyos continuos, se busca maximizar su eficiencia por lo que se coloca con sólo el recubrimiento mínimo. Para determinar la carga equivalente de un torón continuo en varios claros, se emplea el método de la carga equivalente en cada claro y se suman las fuerzas cortantes equivalentes para aplicarlas como cargas puntuales en sus extremos, como se muestra en la figura 3.8. En ella se puede ver también la trayectoria de los cables. Una práctica empleada por los constructores de losas postensadas, sobre todo cuando las columnas son robustas, es la de darle una configuración horizontal al cable en la zona de las columnas, como se puede ver en la figura 3.8.

La carga equivalente de un torón de presfuerzo de 1.27 cm de diámetro es de 10.83 t y se muestra en la figura 3.8; es la suma de todas las cargas verticales hacia arriba o hacia abajo. Se tomó en cuenta un esfuerzo de trabajo en el acero (después de pérdidas) de 11,500 kg/cm², valor recomendado por los fabricantes de losas postensadas. El torón de presfuerzo empleado se fabrica con acero de baja relajación y está formado por siete alambres, uno recto en el centro y seis que giran alrededor del cable central; los alambres se estiran por el método de trefilado.

Si se desea modificar la carga compensada por un torón en alguno de los claros, se varía la distancia relativa entre la línea que une los extremos y la parte más baja de la parábola (Naaman, 2004 y Aalami, 2000). Se debe tomar especial cuidado en determinar la trayectoria del cable, pues un error en el trazo puede inducir fuerzas perjudiciales en la losa.

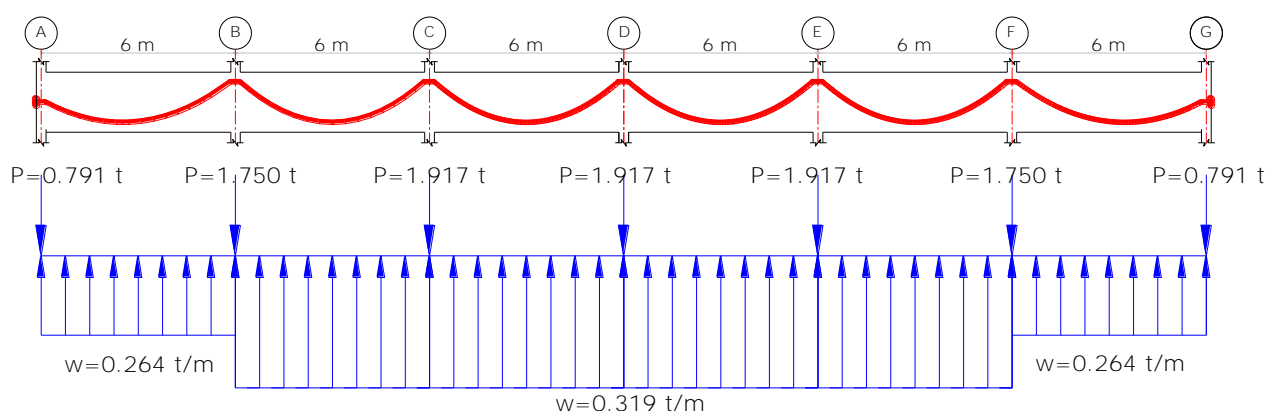


Figura 3.8 Carga equivalente de un torón continuo de 1.27 cm de diámetro (10.83 t.)

3.2.4.2 Carga Compensada

La carga a compensar depende de la relación entre la sobrecarga total (S.C.) y el peso propio de la losa (P.P.) porque si se compensa poca carga, las deflexiones verticales no se reducen lo suficiente, pero si se compensa demasiada, la losa queda contraflechada y ésta puede quedar fuera de los límites aceptados por las normas. Para la losa en estudio, la relación de la sobrecarga total dividida entre el peso propio de la losa es menor que uno. La sobrecarga se considera como ligera de acuerdo con la tabla 3.2 (Simón, 2006), por lo que se compensó el 80% del peso propio. El peso total de la losa de entrepiso que se diseñó fue de 4956 kN (495.6 t); considerando que se desea compensar el 80% del peso propio, la carga por compensar es de $P_{\text{compensar}}=3965 \text{ kN}$ (396.5 t).

Tabla 3.2 Carga compensada, (Simón, 2006)

Sobrecarga	Intervalo	Carga a compensar
Ligera	$(S.C./P.P.) < 1.0$	$0.8P.P.$
Media	$1.0 < (S.C./P.P.) < 1.2$	$1.10 P.P.$
Pesada	$1.2 < (S.C./P.P.) < 2.0$	$P.P.+0.3S.C.$
Muy Pesada	$2.0 < (S.C./P.P.) < 3.0$	$P.P.+0.5P.P$

Tomando en cuenta que con la configuración propuesta, un cable puede compensar $P_{\text{cable}}=108.3 \text{ kN}$ (10.83 t), el número de cables que se deben emplear se determina con la ecuación 3.2.

$$\#Cables = \frac{P_{\text{compensar}}}{P_{\text{cable}}} = \frac{396.5}{10.83} = 37 \text{ cables} \quad (3.2)$$

En este caso como la estructura es cuadrada, se usarán 40 cables distribuidos en dos direcciones. Se colocan dos cables en las nervaduras principales, uno en las nervaduras adyacentes, y no se colocan cables en las nervaduras secundarias. En las nervaduras adyacentes a los ejes con vigas peraltadas no se colocan cables. La distribución de los cables de postensado se muestra en la figura 3.9.

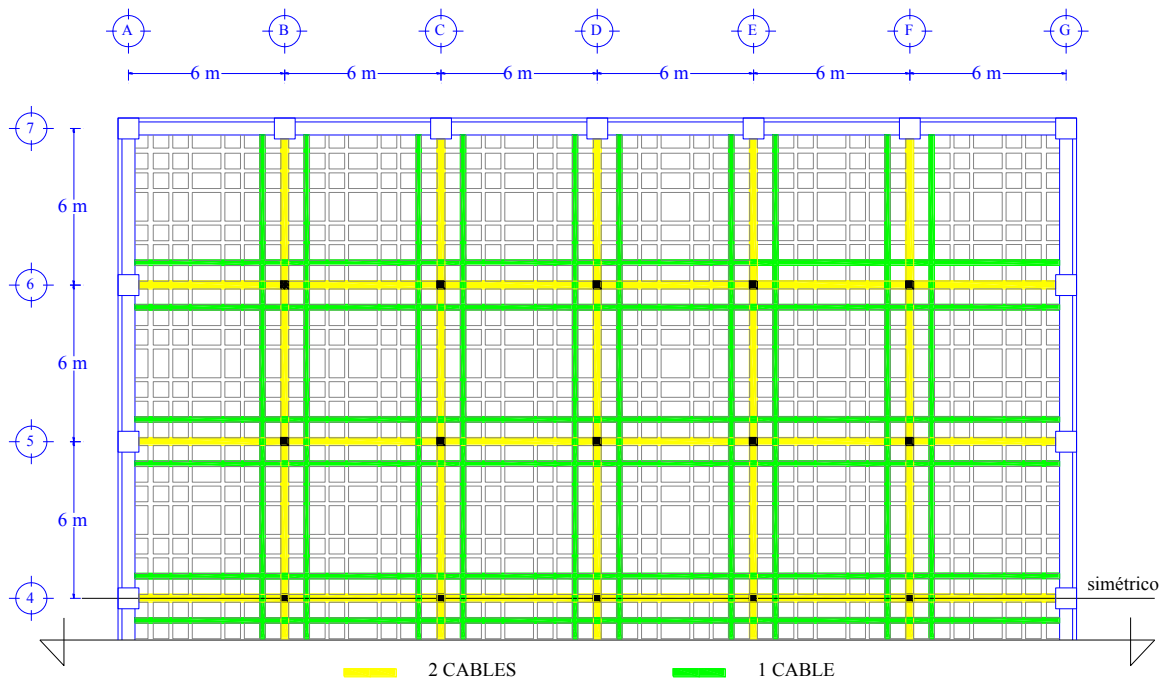


Figura 3.9 Distribución de torones de 0.5 pulgadas

3.2.5 Cargas verticales y sus combinaciones para diseño.

El programa que se empleó para llevar a cabo los análisis fue el SAP2000. Las cargas de postensado se simularon como cargas distribuidas y concentradas, de acuerdo a lo mostrado en la figura 3.8. Para poder determinar el efecto de las cargas en cada dirección, el postensado se modeló separando las cargas distribuidas y concentradas en cada dirección, como se muestra en la tabla 3.3.

Las combinaciones de diseño que se emplearon para determinar los desplazamientos y el refuerzo requerido en las nervaduras se muestran en la tabla 3.4, en la que los números en las celdas representan el factor de carga para cada caso. Para el caso de carga de

resistencia, se consideró la recomendación de usar un factor de cargas de 1.5 (Simón, 2006) que algunos ingenieros mexicanos emplean en la práctica profesional.

Tabla 3.3 Casos de carga

Caso de Carga	Descripción
CM	Carga muerta
SCM	Sobre carga Muerta
CVM	Carga viva (Corresponde a la carga viva máxima)
WPLX	Carga distribuida debida al presfuerzo dirección X
WPLY	Carga distribuida debida al presfuerzo dirección Y
PPLX	Carga puntual debida al presfuerzo dirección X
PPLY	Carga puntual debida al presfuerzo dirección Y

Tabla 3.4 Combinaciones de carga

Combinación	CARGAS VERTICALES			CARGAS DE PRESFUERZO			
				DIR X		DIR Y	
	CM	SCM	CVM	WPLX	PPLX	WPLY	PPY
Externas	1	1	1	0	0	0	0
Postensado	0	0	0	1	1	1	1
Deformaciones	1	1	1	1	1	1	1
Resistencia	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1
Muertas	1	1	0	0	0	0	0
Peso propio + Postensado	1	0	0	1	1	1	1

3.2.6 Desplazamientos verticales.

Se empleó el modelo del entrepiso aislado que puede verse en la figura 3.10. Las deflexiones verticales se revisaron de acuerdo con la sección 9.7.4.3 de las NTC-Concreto 2004, es decir se calcularon las deflexiones inmediatas y para cargas sostenidas. Para las deflexiones diferidas, sólo se consideraron la carga en exceso a la equilibrada por el postensado.

El límite del desplazamiento máximo admisible es el claro $(L/240)+0.5$ (sección 4 de las NTC de Criterios 2004). En él se consideran las deformaciones totales calculadas como la suma de una deformación elástica más una deformación de largo plazo. Las deformaciones diferidas se determinan multiplicando el factor de largo plazo por la deformación elástica, como se muestra en la ecuación 3.3.

$$\Delta_T = \Delta_E + F_{LP}\Delta_S \quad (3.3)$$

donde:

Δ_T es la deformación total (Sección 3.2.1.2 de las NTC-Concreto)

Δ_S es la deformación elástica calculada con la carga sostenida.

Δ_E es la deformación elástica asociada a la carga instantánea (Carga total–carga sostenida)

F_{LP} es el factor de largo plazo que depende de la cuantía de refuerzo en compresión y se calcula con la ecuación 3.4, en que ρ' es la cuantía del refuerzo en compresión.

$$F_{LP} = \frac{2}{1 + 50\rho'} \quad (3.4)$$

Se revisó que las deformaciones de largo plazo estuvieran dentro del límite establecido.

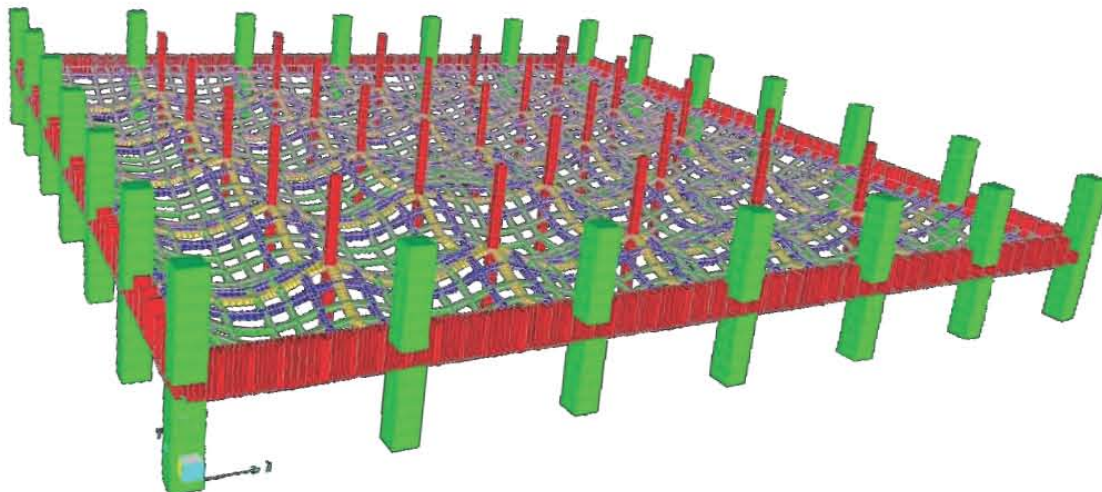


Figura 3.10 Vista tridimensional de la estructura deformada

3.2.7 Armado de Nervaduras.

3.2.7.1 Armado por flexión

El armado final de las nervaduras corresponde a la envolvente de los modelos, carga vertical y carga vertical más sismo. El postensado, al ser desadherido, se considera como una fuerza constante. La resistencia se determina calculando el equilibrio de la sección empleando las hipótesis para determinar la resistencia (Sección 2.1 NTC-Concreto, 2004), la resistencia de la sección transversal se determina empleando las hipótesis de las secciones 2.1 y 9.7.2.1 de las NTC-Concreto 2004. El armado por flexión se muestra en la sección 3.4.

3.2.7.2 Revisión por cortante

Es importante comentar que en las NTC-Concreto 2004 no existen expresiones donde se calcule explícitamente la contribución del postensado en la resistencia por fuerza cortante.

Para el diseño por fuerza cortante se solicita que se revise el comportamiento como viga ancha 2.5.9.a y la falla de penetración por cortante 2.5.9.b (NTC-Concreto, 2004). La resistencia por fuerza cortante se determina tomando en cuenta la contribución del concreto y del acero de refuerzo.

Se tomó en cuenta que una parte del momento de desequilibrio en la conexión se resiste por fuerza cortante. La fracción que se transfiere por fuerza cortante se determina con la ecuación 3. 5 (sección 2.5.9.2.b NTC-Concreto, 2004)

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}} \quad (3.5)$$

donde:

α fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante

c_1 dimensión de la columna paralela al momento transmitido

c_2 dimensión de la columna normal al momento transmitido

d peralte efectivo en flexión

Para determinar el esfuerzo cortante máximo de diseño v_u , se toma el efecto de la carga axial y del momento, suponiendo que los esfuerzos varían linealmente, como se muestra en la figura 3.11. El esfuerzo se calcula con la ecuación 3.6.

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} \quad (3.6)$$

Las propiedades geométricas de la superficie de falla se determinan con las ecuaciones 3.7 y 3.8

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (3.7)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (3.8)$$

donde:

v_{uAB} es el esfuerzo cortante de diseño

c_{AB} es la distancia del centroide de la sección crítica a la fibra más esforzada

V_u es la fuerza cortante de diseño

A_{cr} es el área de la sección crítica para transmitir cortante

M_u es el momento flexionante de diseño

J_c es el parámetro para el cálculo del esfuerzo cortante actuante debido a transferencia de momento

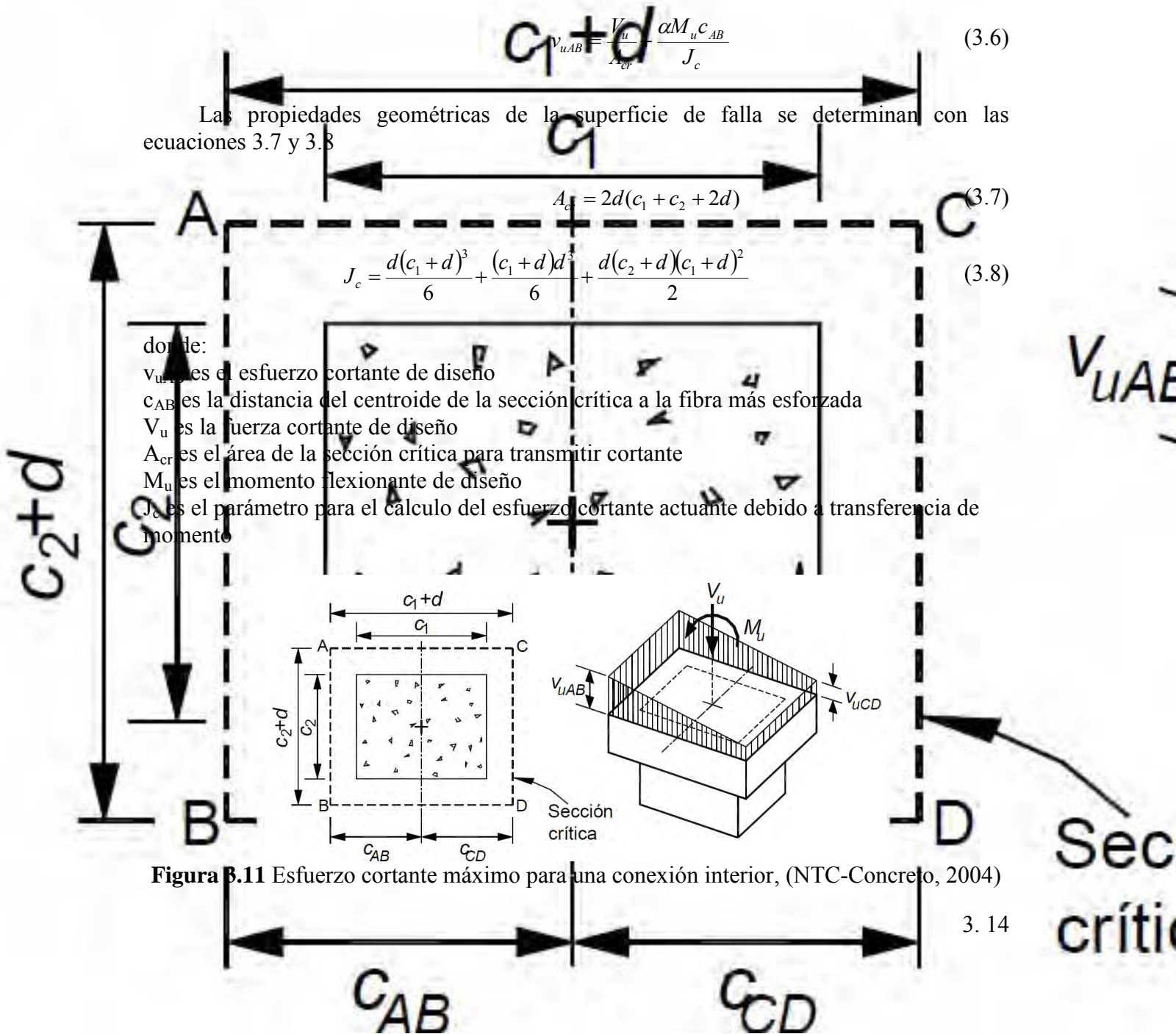


Figura 3.11 Esfuerzo cortante máximo para una conexión interior, (NTC-Concreto, 2004)

El origen de estas ecuaciones se ha presentado en la Sección 2.4. Nótese que son válidas cuando la superficie de falla tiene el mismo espesor, pero cuando se tiene un espesor variable el esfuerzo máximo se calcula empleando las ecuaciones 3.9 a 3.12 (Joint Committee ACI-ASCE, 2004 y Joint Committee ACI-ASCE, 2010) donde en lugar de emplear J, se usa I_x o I_y de acuerdo al sentido en que actúa el momento.

$$v_u = \frac{V_u}{A_{cr}} + \alpha_{vx} \frac{M_{ux}}{I_x} y + \alpha_{vy} \frac{M_{uy}}{I_y} x \quad (3.9)$$

$$A_{cr} = \sum d_i l_{ij} \quad (3.10)$$

$$I_x = \sum \left[\frac{d_i l_{ij}}{3} (y_i^2 + y_i y_j + y_j^2) \right] \quad (3.11)$$

$$I_y = \sum \left[\frac{d_i l_{ij}}{3} (x_i^2 + x_i x_j + x_j^2) \right] \quad (3.12)$$

donde:

d_i es el espesor de la capa de compresión o el peralte efectivo en flexión

l_{ij} longitud del segmento ij

x_i coordenada x del punto i

x_j coordenada x del punto j

y_i coordenada y del punto i

y_j coordenada y del punto j

α_{vx} fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en dirección x

α_{vy} fracción del momento flexionante que se transmite por excentricidad de la fuerza cortante en dirección y

Debido a que en esta investigación se estudia las conexiones cuando no se coloca una zona maciza alrededor de la columna, se tiene una superficie con espesor variable en la conexión, con un espesor igual al de la losa en la parte central, que disminuye a 5 cm en la capa de compresión, como se muestra en la figura 3.12.

Con las consideraciones mencionadas, se revisó que la estructura tuviera la resistencia suficiente ante las fuerzas cortantes aplicadas. Los armados para la conexión Columna-Losa postensada, tanto en flexión como en cortante, se muestran en la sección 3.4.

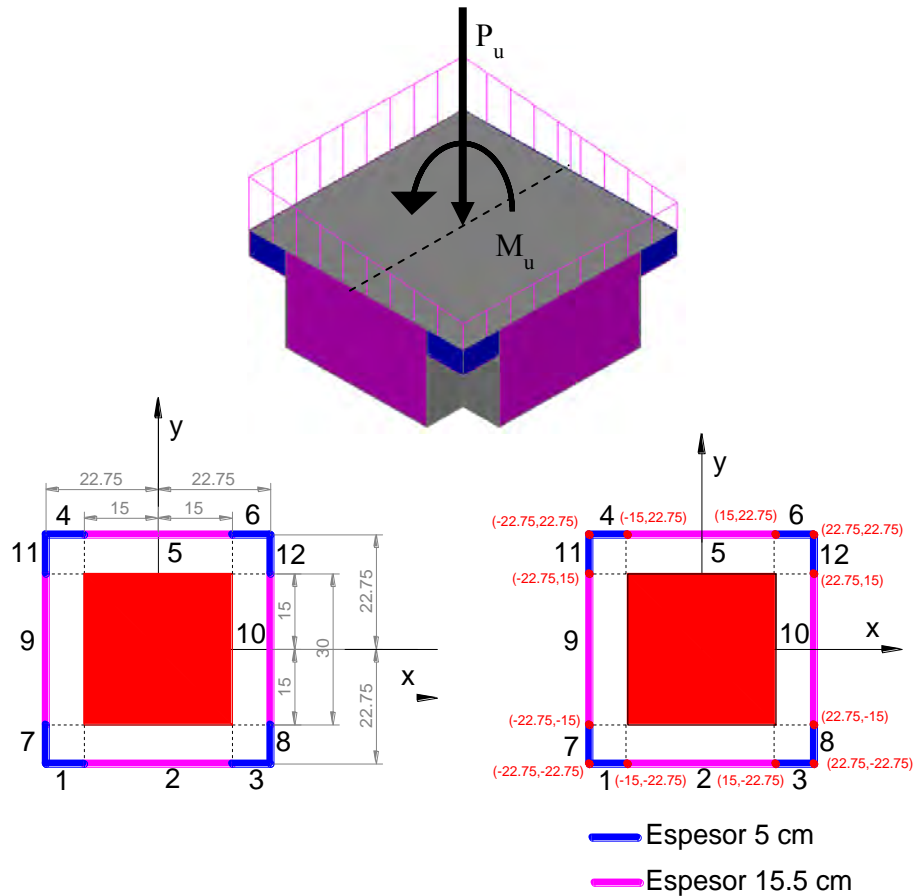


Figura 3.12 Superficie de falla para determinar la penetración por cortante

3.3 Estructura sismoresistente exterior

La sección 9.7 de las NTC-Concreto 2004 proporciona recomendaciones para el diseño de estructuras con losas planas postensadas aligeradas construidas con tendones no adheridos. En esa sección se establece que se requiere un sistema sismoresistente diseñado para resistir el 100% de las fuerzas laterales cuyo refuerzo debe ser de barras corrugadas convencionales. El sistema de losa plana se emplea como sistema gravitacional y sólo aporta su acción de diafragma rígido al diseño sísmico de la estructura.

Siguiendo las recomendaciones anteriores, se diseñó el sistema sismoresistente que se muestra en planta en la figura 3.2, donde se tienen columnas (80x80 cm) y vigas peraltadas (50x120 cm) en el perímetro de la estructura. En la figura 3.3 se muestra una elevación de la estructura.

Se determinaron las cargas laterales de acuerdo con lo señalado por las NTC-Sismo usando un factor de comportamiento sísmico $Q=2$, de acuerdo con los requisitos establecidos en la sección 5.1 (NTC-Sismo, 2004) y con las recomendaciones de la sección 9.7.3 (NTC-Concreto, 2004).

La sección 9.7.3 establece que el límite del desplazamiento relativo de un entrepiso dividido entre la altura del entrepiso es de 0.006 para los dos modelos, el que desprecia la contribución de la losa y el completo.

De acuerdo con la localización de la estructura, se construyó un espectro de respuesta acorde con los datos de la tabla 3.5. En ella se muestran los valores de los parámetros para construir un espectro.

Tabla 3.5 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones, (NTC-Sismo, 2004)

Zona	c	a_0	T_a^1	T_b^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
IIIb	0.45	0.11	0.85	3	2.0
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
IIId	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodo en segundos

De acuerdo con lo anterior, el espectro de aceleraciones empleado en el diseño de la estructura prototipo se muestra en la figura 3.13.

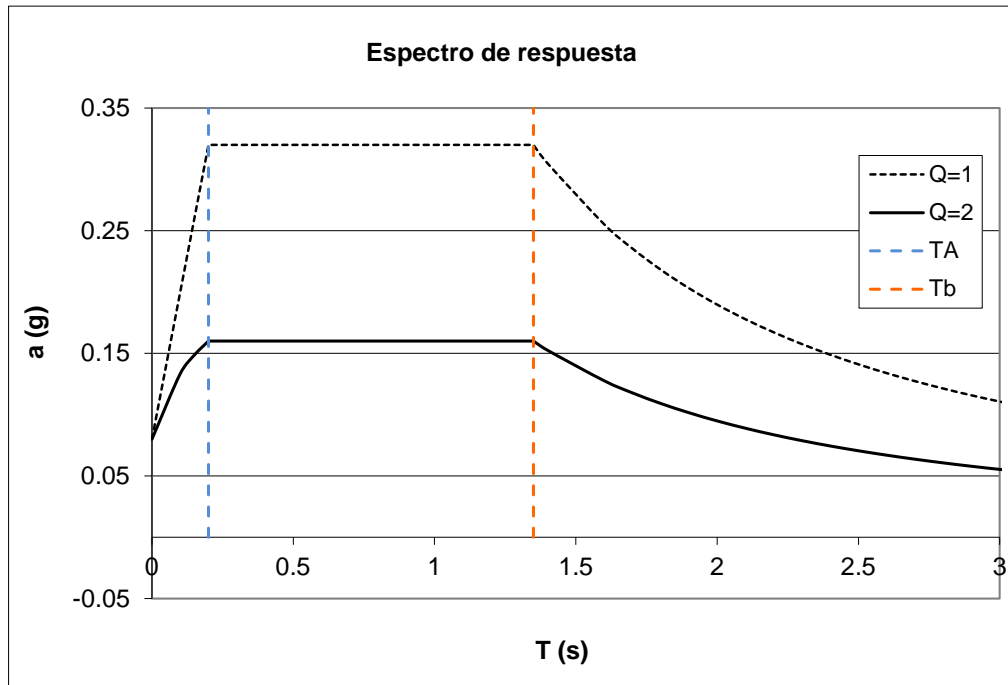


Figura 3.13 Espectro de aceleraciones de la zona II

Los periodos de la estructura para el modelo del sistema sismo resistente o primario y el modelo de la estructura completa se muestran en la tabla 3.6. Como la estructura es cuadrada y doblemente simétrica sólo se mencionan los periodos de los primeros modos en dirección X, porque en la dirección Y son iguales

Tabla 3.6 Periodos de la estructura

Modo	Sistema Primario	Estructura completa
	Tx (s)	Tx (s)
1	0.3776	0.3727
2	0.1259	0.1243
3	0.0765	0.0756

No hay una variación significativa en el periodo cuando se toma en cuenta el aporte a la rigidez de las columnas del sistema de losa plana, debido a que es muy flexible. También se observa que el periodo fundamental de la estructura se encuentra dentro de la meseta del espectro de aceleraciones, como se pretendía originalmente para evitar cambios importantes en la fuerza sísmica en el modelo del sistema sismoresistente y de la estructura completa.

3.4 Armados

Los armados de la estructura toman en cuenta las cargas verticales, las cargas laterales y el efecto de la fuerza de presfuerzo. Se muestran en las figuras 3.14 a 3.19. Las dimensiones geométricas y los detalles de armado de la estructura pueden consultarse en la tabla 4.1.

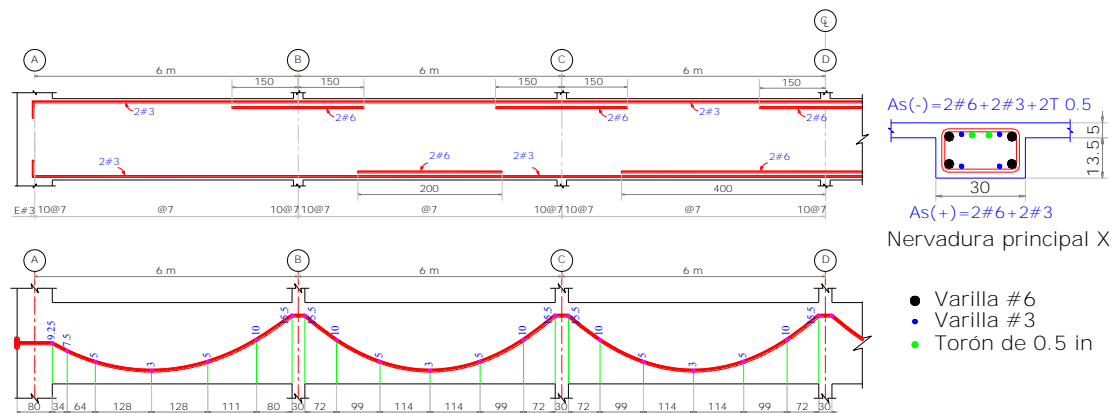


Figura 3.14 Armado de las nervaduras principales

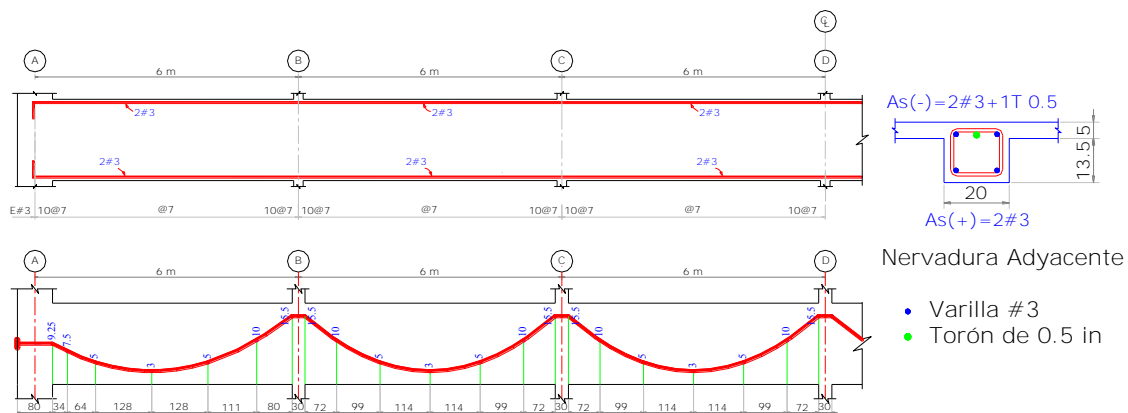


Figura 3.15 Armado de las nervaduras adyacentes

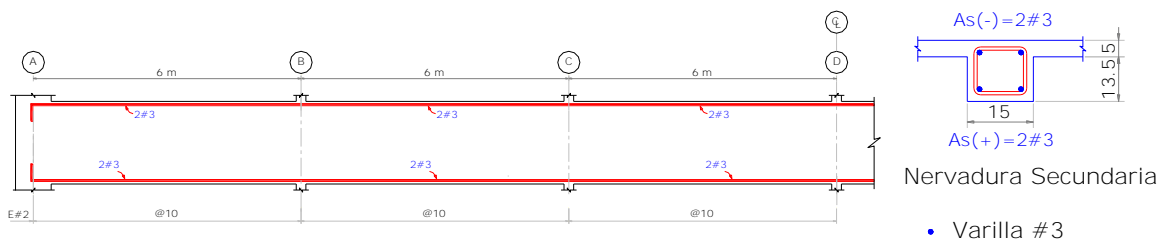


Figura 3.16 Armado de las nervaduras secundarias

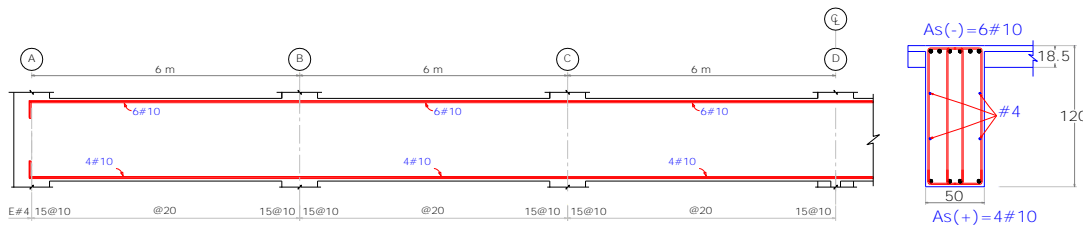


Figura 3.17 Armado de las vigas principales perimetrales

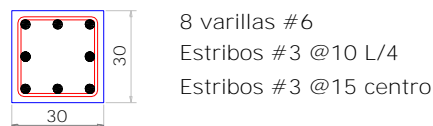


Figura 3.18 Armado de las columnas interiores

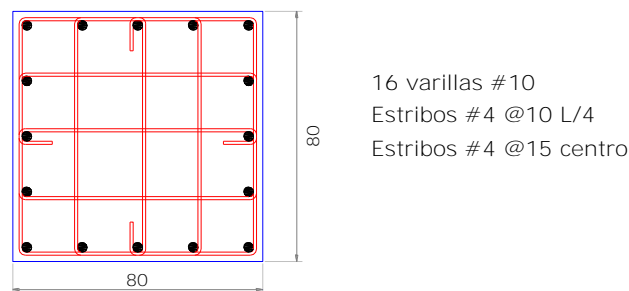


Figura 3.19 Armado de las columnas perimetrales

BIBLIOGRAFÍA

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2004). "Seismic design of punching shear reinforcement in slab-column connections (ACI 421 to TAC)", American Concrete Institute.

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2010). "Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates (ACI 421.2R-10)", American Concrete Institute, 421.2R-10.

Simón, R. (2006), Comunicación personal, México.

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

CAPÍTULO 4: SELECCIÓN DEL ESPÉCIMEN Y DISEÑO DEL DISPOSITIVO DE PRUEBAS

CONTENIDO

- 4.1 Tipos de dispositivos de prueba
 - 4.1.1 Columna con un segmento de losa alrededor ante cargas verticales
 - 4.1.2 Columna con un segmento de losa alrededor ante cargas verticales y laterales
 - 4.1.3 Franjas de losa a escala natural
 - 4.1.4 Pruebas de estructuras completas a escala reducida
- 4.2 Definición de la zona de estudio
- 4.3 Selección de espécimen de prueba
 - 4.3.1 Variables de investigación
 - 4.3.2 Descripción del espécimen
- 4.4 Diseño del dispositivo de pruebas
 - 4.4.1 Desplazamiento del nodo de control
 - 4.4.2 Descripción de las fuerzas laterales aplicadas a las columnas
 - 4.4.3 Protocolo de carga
 - 4.4.4 Criterio de falla
 - 4.4.5 Instrumentación del espécimen
 - 4.4.6 Variación del perfil del presfuerzo

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 4.1 Resistencia al punzonamiento de placas con concavidad hacia abajo, (Oliveira, 2000)
- Figura 4.2 Ensayo de placas con concavidad hacia arriba, (Kuang, 1992)
- Figura 4.3 Ensayo de placas con concavidad hacia arriba, (Sissakis, 2007)
- Figura 4.4 Dispositivo de ensayo para aplicar cargas verticales y laterales, (Stark, 2005)
- Figura 4.5 Desplazamientos a) Reales b) Experimentales
- Figura 4.6 Dispositivo de ensayo de una la conexión losa postensada- columna de borde con la losa en posición vertical (Ritchie, 2005)
- Figura 4.7 Estudio experimental de conexiones losa-columna con cargas laterales en las dos direcciones, (Pan, 1992)
- Figura 4.8 Dispositivo para ensayar franjas de losa a escala natural, (Dovich, 2005)
- Figura 4.9 Pruebas a escala natural de losas planas continuas de concreto reforzado, (Sherif, 2000)
- Figura 4.10 Estructura completa de nueve crujeas para pruebas ante cargas verticales y laterales, (Hwuang, 2000)
- Figura 4.11 Pruebas en mesa vibradora de una estructura a escala 1/3, (Kang, 2004)
- Figura 4.12 Vista superior de un entrepiso de la estructura prototipo

- Figura 4.13 Vista inferior de un entrepiso de la estructura prototipo
- Figura 4.14 Definición de la zona de estudio de una columna en un tablero interior, (Park, 2006)
- Figura 4.15 Vista superior de la zona de estudio seleccionada
- Figura 4.16 Vista inferior de la zona de estudio seleccionada
- Figura 4.17 Cargas verticales en la zona de estudio
- Figura 4.18 Cargas verticales que producen fuerza cortante en la zona de estudio
- Figura 4.19 Fuerza cortante en la zona de estudio
- Figura 4.20 Fuerza cortante en un área reducida
- Figura 4.21 Vista de la cara superior del espécimen de pruebas con las cargas gravitacionales que generan la fuerza cortante en la conexión
- Figura 4.22 Vista de la cara inferior del espécimen de pruebas con las cargas gravitacionales que generan la fuerza cortante en la conexión
- Figura 4.23 Vista de la cara superior del espécimen de pruebas con las cargas linealmente distribuidas que generan la fuerza cortante en la conexión
- Figura 4.24 Vista de la cara superior del espécimen de pruebas con las cargas linealmente distribuidas que generan la fuerza cortante en la conexión
- Figura 4.25 Conexión interior reforzada con pernos conectores de cortante (Stud Shear Reinforcement), (Kang, 2004)
- Figura 4.26 Armado de la conexión losa-columna. Los círculos verdes representan tendones de presfuerzo
- Figura 4.27 Marco de pruebas del laboratorio de modelos intermedios de la UAM-A
- Figura 4.28 Vista de la cara superior del espécimen dentro del marco general de pruebas
- Figura 4.29 Vista de la cara inferior del espécimen dentro del marco general de pruebas
- Figura 4.30 Vista global del dispositivo de pruebas
- Figura 4.31 Transductores horizontales y verticales en el marco de frontal
- Figura 4.32 Cilindros hidráulicos de acción simple
- Figura 4.33 Brazo biarticulado
- Figura 4.34 Desplazamiento positivo del nodo de control
- Figura 4.35 Fabricación del dispositivo de pruebas
- Figura 4.36 Prueba de líquidos penetrantes en soldaduras
- Figura 4.37 Definición del desplazamiento en el nodo de control y de distorsión
- Figura 4.38 Aplicación de las cargas de a) empuje y b) jale
- Figura 4.39 Variación de la carga gravitacional
- Figura 4.40 Desplazamientos del nodo de control
- Figura 4.41 Instrumentación interna, a) en pernos y b) acero de refuerzo
- Figura 4.42 Ubicación de instrumentos a) celdas de carga y b) transductores de desplazamiento

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1	Armado en los especímenes
Tabla 4.2	Carga compensada, (Simón, 2006)
Tabla 4.3	Instrumentación con galgas extensométricas (Número de piezas colocadas)
Tabla 4.4	Coordenadas verticales de la posición del torón

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 4.1	Fuerza normal que se desarrolla en la columna inferior
Ecuación 4.2	Equilibrio de las fuerzas verticales
Ecuación 4.3	Incremento en la carga distribuida
Ecuación 4.4	Carga linealmente distribuida sobre el perímetro de la losa
Ecuación 4.5	Definición del desplazamiento en el nodo de control
Ecuación 4.6	Definición de distorsión

4.1 Tipos de dispositivos de pruebas.

En el capítulo 2 se muestra la revisión bibliográfica de los avances en la determinación de la resistencia a cortante de la unión de columna-losa. Tomando en cuenta los estudios que se han llevado a cabo sobre el tema, es posible agrupar los dispositivos de prueba y los especímenes de ensaye de la siguiente manera.

4.1.1 Columna con un segmento de losa alrededor ante cargas verticales.

Cuando se desarrollan estrategias de refuerzo para evitar la penetración por cortante, generalmente el primer paso consiste en llevar a cabo pruebas de penetración por cortante en placas planas considerando que no existe momento aplicado a la columna. El espécimen de prueba incluye la columna y una región de losa alrededor lo suficientemente grande para garantizar que la falla ocurra dentro de la zona de apoyo. Al espécimen se le proporciona generalmente apoyo perimetral. La fuerza cortante se aplica a través de la columna inferior (ver Figura 4.1) por lo que la concavidad en el espécimen es hacia abajo, como se observa en el espécimen de la Universidad de Brasilia (Oliveira, 2000).

En otros ensayos, para simplificar el dispositivo de pruebas, el espécimen se rota 180° con lo que las caras de la losa se invierten y la concavidad queda hacia arriba. En las Figuras 4.2 y 4.3 se muestran algunos de los dispositivos empleados en este tipo de pruebas en la Universidad de Cambridge (Kuang, 1992) y en la Universidad de Toronto (Sissakis, 2007).

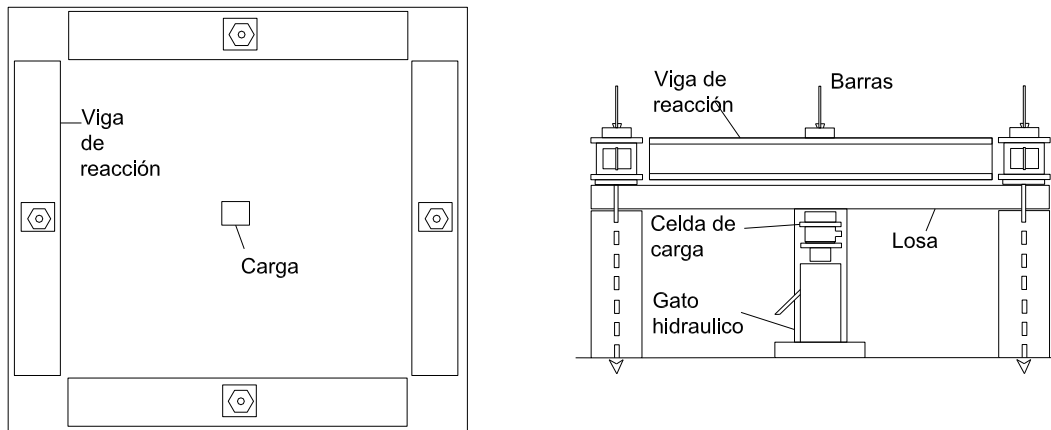


Figura 4.1 Resistencia al punzonamiento de placas con concavidad hacia abajo, (Oliveira, 2000)

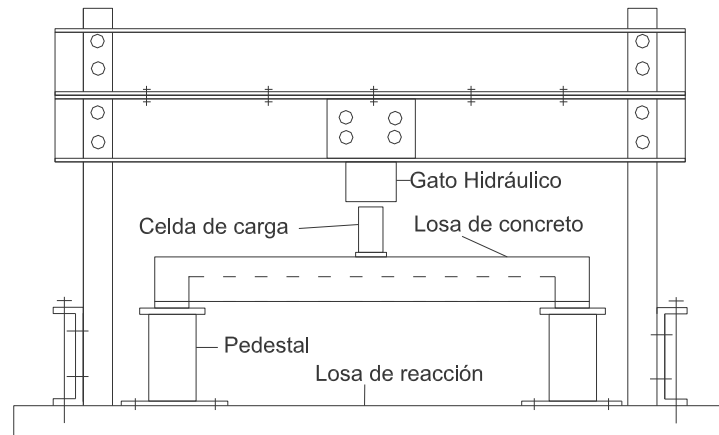


Figura 4.2 Ensayo de placas con concavidad hacia arriba, (Kuang, 1992)



Figura 4.3 Ensayo de placas con concavidad hacia arriba, (Sissakis, 2007)

4.1.2 Columna con un segmento de losa alrededor ante cargas verticales y laterales

Se emplea en pruebas en las que además de estudiar el cortante que se transmite a la columna debido a las cargas gravitacionales de la losa, se tiene un momento en la columna. Una fracción del momento aplicado se transfiere a la losa mediante fuerza cortante, como se ha explicado en la sección 2.4 El espécimen que se emplea en estas pruebas se parece al anterior, sólo que además de las cargas verticales, deben aplicarse cargas laterales. Este tipo de experimento es el que se ha empleado con mayor frecuencia.

Una opción cuando se tiene una losa de reacción es probar la conexión aplicando carga vertical a la columna inferior y las cargas laterales a las columnas como se muestra en

la Figura 4.4 donde se aprecia el espécimen probado en la Universidad de Texas en Austin (Stark, 2005)

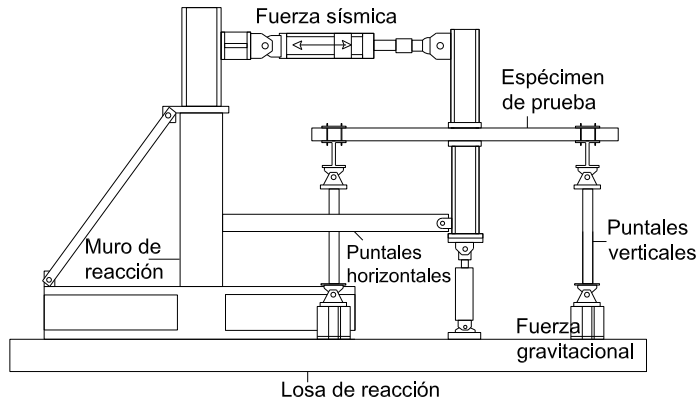


Figura 4.4 Dispositivo de ensayo para aplicar cargas verticales y laterales, (Stark, 2005)

Otra alternativa consiste cambiar de posición la conexión y dejar fija a la losa en posición vertical mediante apoyos perimetrales y aplicar las fuerzas gravitacional y lateral directamente a las columnas, que quedan posición horizontal. De esta forma, se logra el mismo desplazamiento lateral, pero el dispositivo de cargas se simplifica. En la Figura 4.5 a) se muestra al espécimen cuando lo que se desplaza es la losa; a la configuración del espécimen en este caso se le denomina de desplazamientos reales; y en la Figura 4.5-b se muestra la configuración deformada cuando la losa permanece inmóvil y solo se desplaza la columna; a esta configuración se le denomina de desplazamientos experimentales, (Megally, 2000).

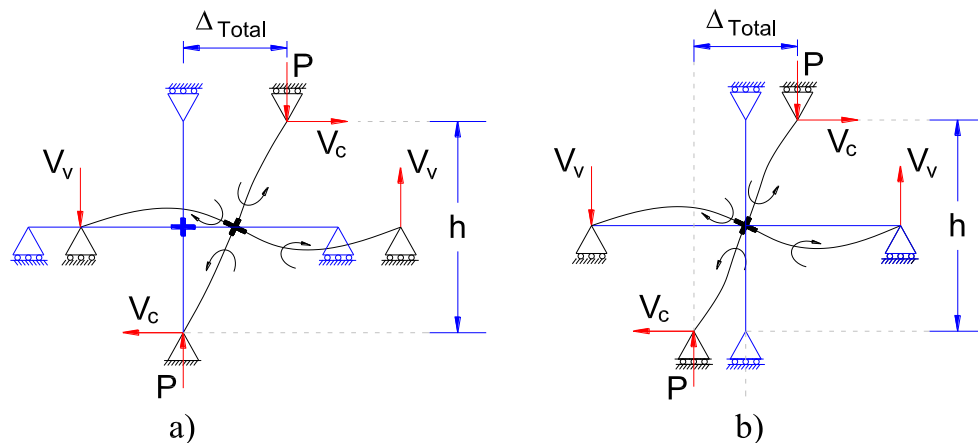


Figura 4.5 Desplazamientos a) Reales b) Experimentales

En la universidad de Calgary, se ha llevado a cabo un amplio programa experimental para determinar el comportamiento de la conexión losa-columna. Los primeros experimentos se llevaron a cabo para determinar diferentes esquemas de refuerzo en losas planas no postensadas con el fin de evitar la falla de punzonamiento. Posteriormente se ensayaron refuerzos en losas postensadas. El profesor Ghali ha dirigido este programa

experimental en el que se ha investigado el comportamiento de conexiones losa-columna para columnas interiores, de borde y esquina. La figura 4.6 muestra el dispositivo de pruebas que se ha empleado (Ritchie, 2005). En este caso se muestra una losa de borde perimetralmente apoyada que se mantiene inmóvil y lo que se desplaza son los extremos de la columna. Una de las ventajas de este tipo de ensaye es que no se requiere una losa de reacción, la otra es que al probarlos de esta forma, marcar las grietas es más sencillo y no requiere estar bajo la losa cuando se aplican cargas.

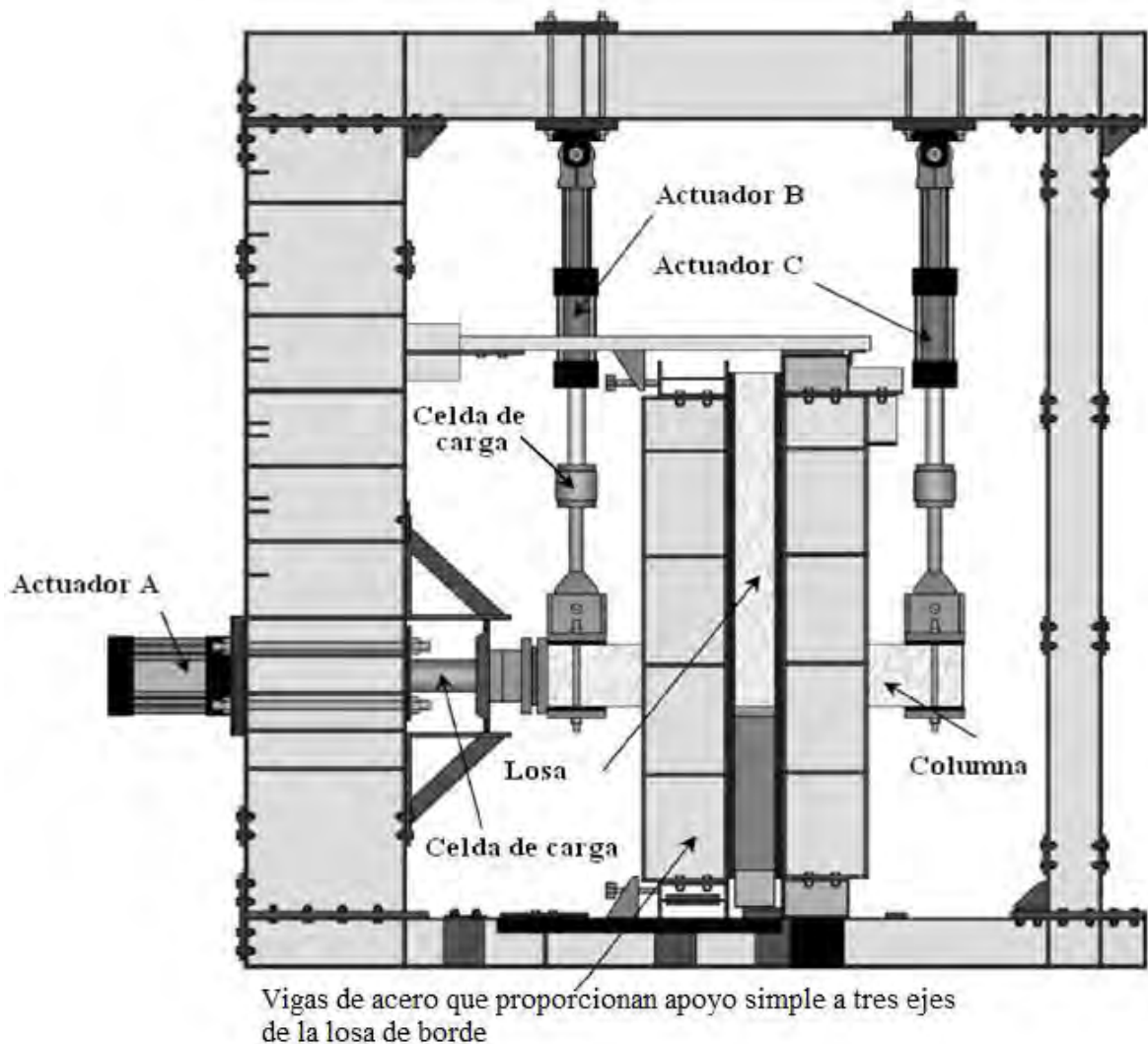


Figura 4.6 Dispositivo de ensaye de una la conexión losa postensada- columna de borde con la losa en posición vertical, (Ritchie, 2005)

Cuando se estudia el comportamiento de la conexión losa-columna ante cargas gravitacionales y laterales en dos direcciones se puede emplear un espécimen como el que se observa en la figura 4.7. La columna inferior se restringe en la base, las cargas gravitacionales se aplican mediante lastres y las cargas laterales se le aplican a la columna superior en dos direcciones.

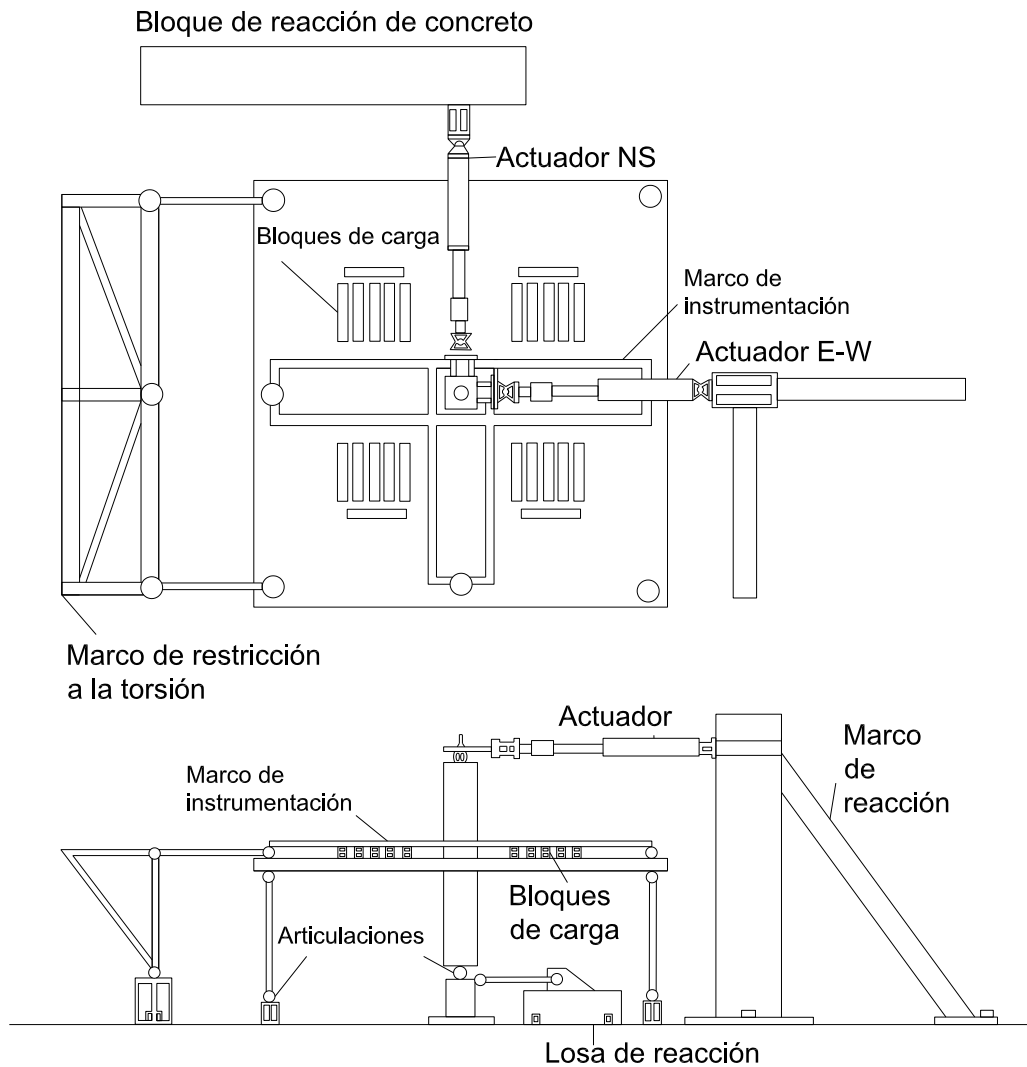


Figura 4.7 Estudio experimental de conexiones losa-columna con cargas laterales en las dos direcciones, (Pan, 1992)

4.1.3 Franjas de losa a escala natural

Un tema de discusión respecto a la validez de los resultados experimentales obtenidos de especímenes de prueba formados por una región de losa alrededor de la columna es que la configuración deformada cerca del nodo no es la misma que en una estructura completa. La discusión anterior ha motivado pruebas experimentales en segmentos de mayores dimensiones; las figuras 4.8 y 4.9 muestran franjas de losa a escala completa para la determinación del ancho afectivo y la eficiencia de los ábacos como refuerzo por cortante.

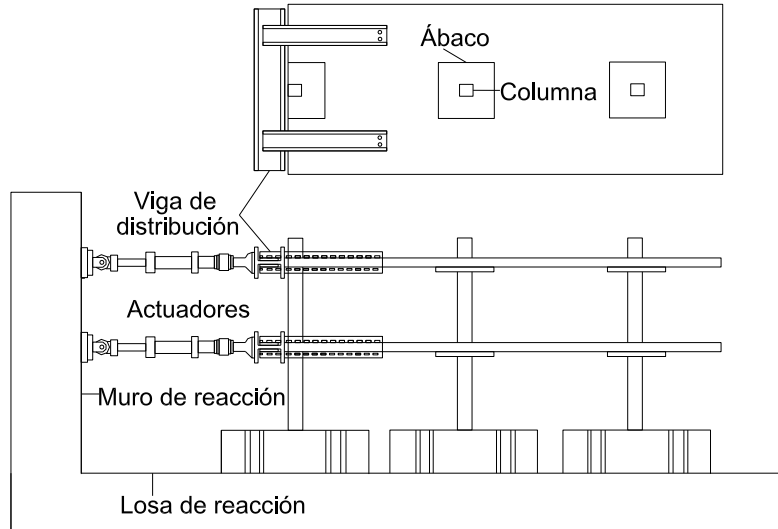


Figura 4.8 Dispositivo para ensayar franjas de losa a escala natural, (Dovich, 2005)

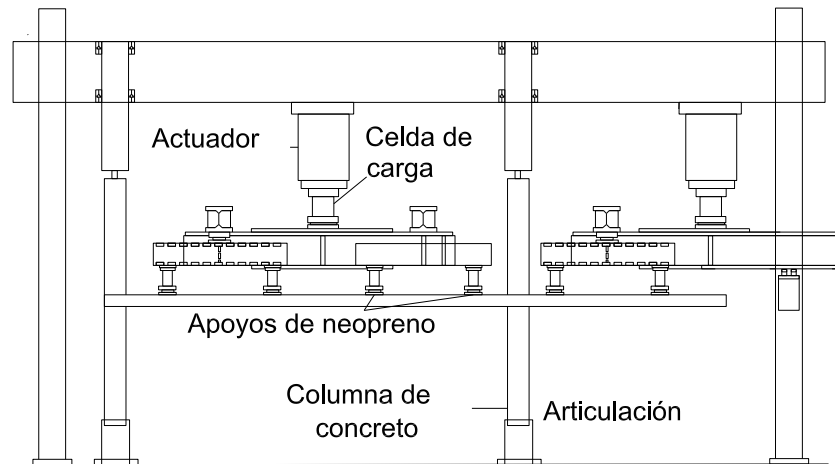


Figura 4.9 Pruebas a escala natural de losas planas continuas de concreto reforzado, (Sherif, 2000)

4.1.4 Pruebas de estructuras completas a escala reducida

Las ventajas de emplear una estructura completa es que se pueden llevar a cabo las pruebas de todos los tipos de conexiones, es decir interior, borde y esquina al mismo tiempo. La prueba más completa se logra cuando al mismo tiempo se aplican cargas laterales en dos direcciones; sin embargo, se requiere mayor equipamiento de las instalaciones.

Para llevar a cabo este tipo de pruebas, se necesita un laboratorio con una cimentación de reacción capaz de soportar a la estructura completa y a los dispositivos que aplican las cargas laterales, como se muestra en la figura 4.10 (Hwang, 2000).

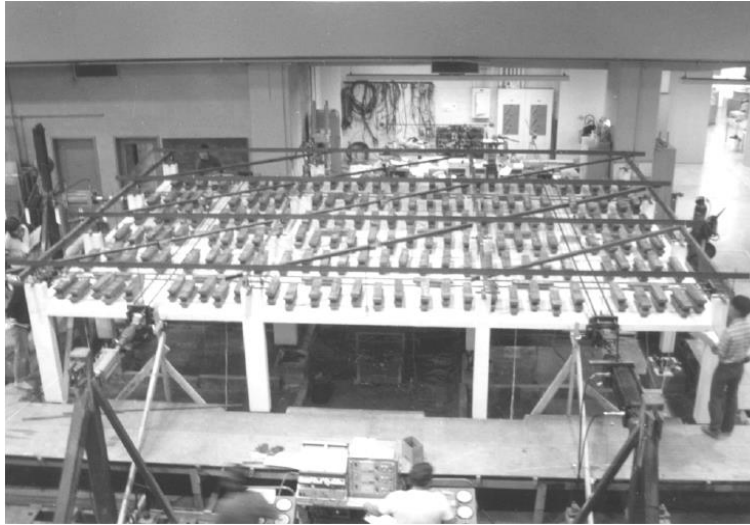


Figura 4.10 Estructura completa de nueve crujeías para pruebas ante cargas verticales y laterales, (Hwuang, 2000)

Otra opción es llevar a cabo pruebas en mesa vibradora de estructuras completas. En la figura 4.11, se muestra la prueba de una estructura de dos niveles que representa una estructura de cinco niveles; el espécimen se prueba a escala 1/3. La mesa vibradora empleada, permite desplazamientos en una sola dirección (Kang, 2004).



Figura 4.11 Pruebas en mesa vibradora de una estructura a escala 1/3, (Kang, 2004)

Después de esta revisión de los distintos tipos de ensayos usados en otros países para estudiar el comportamiento de conexiones losa plana-columna, se presentan en las siguientes secciones de este capítulo los criterios de selección y diseño del espécimen empleado en esta investigación.

4.2 Definición de la zona de estudio

En el estudio se busca determinar el comportamiento sísmico de la conexión losa postensada-columna. Para no incluir efectos de escala, se diseñó una estructura prototipo pequeña, de la cual se eligió estudiar sólo una parte, pero a escala real.

Las Figuras 4.12 y 4.13 muestran la vista superior e inferior de un entrepiso aislado de la estructura prototipo. Se observa el sistema sismoresistente exterior, formado por columnas robustas y vigas peraltadas, y el sistema gravitacional formado por las columnas interiores y la losa plana postensada (estructura con sistema dual). La dimensión de las columnas en las Figuras 4.12 y 4.13 por arriba y por debajo del nivel del piso terminado es de 1.5 m.

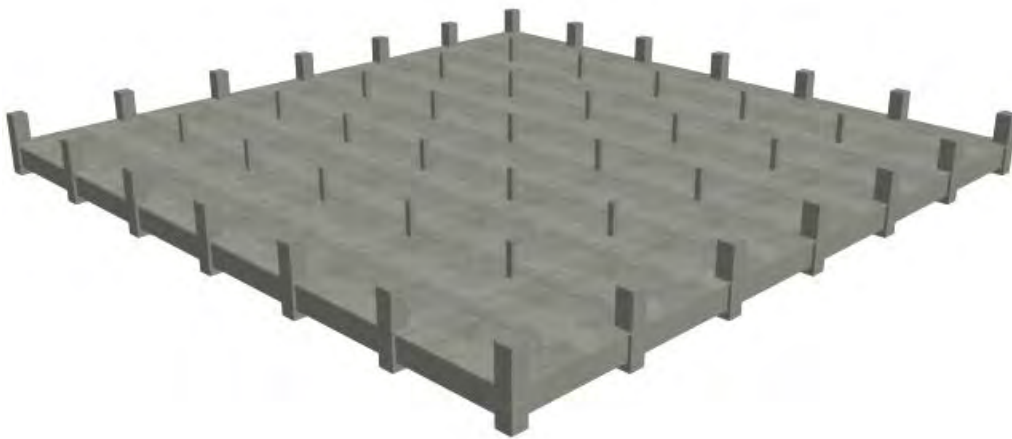


Figura 4.12 Vista superior de un entrepiso de la estructura prototipo



Figura 4.13 Vista inferior de un entrepiso de la estructura prototipo

Después de consultar a algunos postensadores mexicanos, se llegó a la conclusión que la estructura sismoresistente generalmente se coloca en el perímetro (como se aprecia en las figuras 4.11 y 4.12). Por ello, las conexiones de borde y de esquina en la losa postensada no son las que se encuentra en condiciones más desfavorables, aun cuando tengan mayores momentos de desequilibrio y, en consecuencia se decidió entonces iniciar el programa de investigación con una conexión interior.

La zona de estudio se definió como la región formada por la intersección de las líneas que definen el centro del claro de los tableros adyacentes a la columna como se muestra en la figura 4.14.

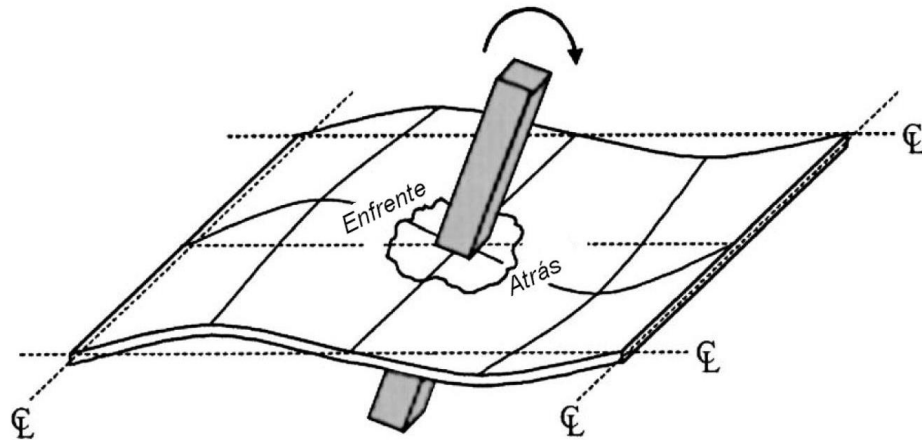


Figura 4.14 Definición de la zona de estudio de una columna en un tablero interior, (Park, 2006)

Se escogió a la columna central de la estructura prototipo de entre todas las columnas interiores, debido a que ante cargas verticales no tiene momentos de desequilibrio. Las figuras 4.15 y 4.16 muestran la zona de estudio con un color más claro en un entrepiso aislado de la estructura prototipo.

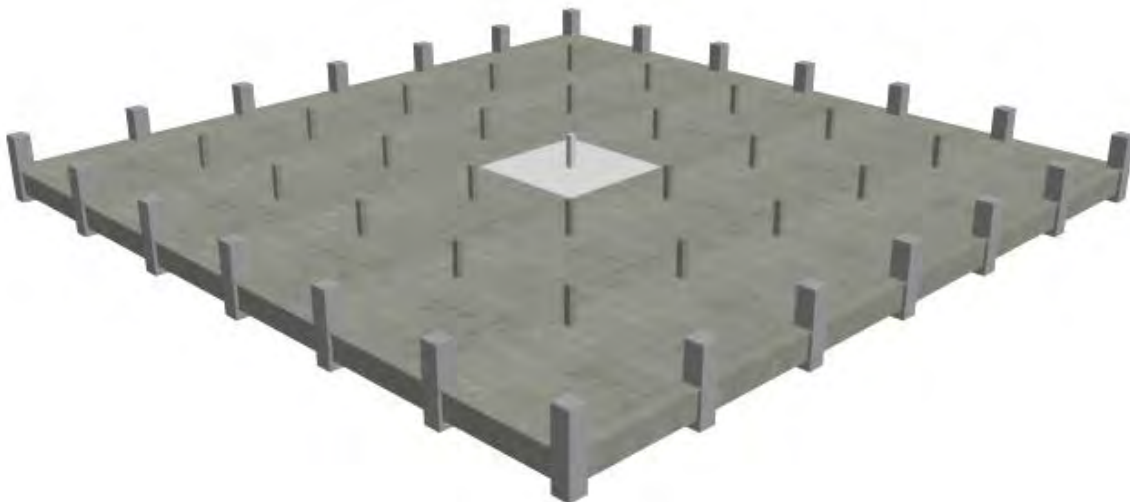


Figura 4.15 Vista superior de la zona de estudio seleccionada



Figura 4.16 Vista inferior de la zona de estudio seleccionada

4.3 Definición del espécimen de prueba

Para definir el espécimen de prueba primero se aisló la zona de estudio como se muestra en la figura 4.17. Se muestran las cargas verticales sobre la zona de estudio, las cargas distribuidas uniformemente sobre la superficie (mediante las flechas de color rojo) y las cargas puntuales sobre las columnas (mediante flechas de color azul).

Las características del Laboratorio de Estructuras de la UAM-Azcapotzalco no permiten llevar a cabo las pruebas de la zona de estudio completa, por lo que tuvo que seleccionarse un espécimen de prueba de menor tamaño alrededor de la conexión losa postensada-columna. Para determinar las dimensiones del espécimen de prueba y las condiciones de carga y apoyo, se hicieron las siguientes consideraciones.

El equilibrio de la zona de estudio (mostrada en la figura 4.17) se logra al plantear la suma de fuerzas verticales. La ecuación 4.1 muestra la fuerza normal que se desarrolla en la columna inferior.

$$N_I = N_S + W_1(A) \quad (4.1)$$

donde:

N_I = Fuerza Normal en la columna Inferior

N_S = Fuerza Normal en la columna Superior

W_1 = Carga uniformemente distribuida sobre la zona de estudio

A = Área de la zona de estudio, definida como la intersección de las líneas que definen el centro del claro de las crujías alrededor de la columna central.

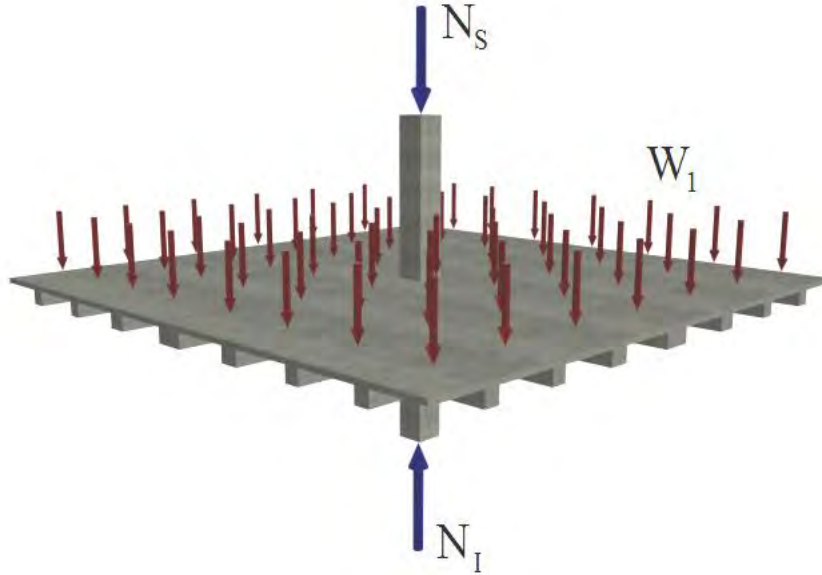


Figura 4.17 Cargas verticales en la zona de estudio

Para simplificar el experimento, se tomó en cuenta que la carga axial aplicada a la columna superior (N_s) se transmite a la columna inferior en forma axial y no genera fuerza cortante, la carga que sí produce una fuerza cortante en la conexión es el segundo término del segundo miembro de la ecuación 4.1, es decir $W_1(A)$. Para simplificar el experimento, no se aplicó la fuerza N_s debido a que se anula con N_i .

La figura 4.18 muestra la carga que produce fuerza cortante en la conexión y la fuerza normal en la columna inferior que mantiene en equilibrio a la zona de estudio. La ecuación 4.2 garantiza el equilibrio de las fuerzas verticales.

$$V_{conexión} = W_1(A) \quad (4.2)$$

donde:

$V_{conexión}$ es la fuerza normal en la columna inferior que es igual a la fuerza cortante aplicada a la conexión losa postensada-columna.

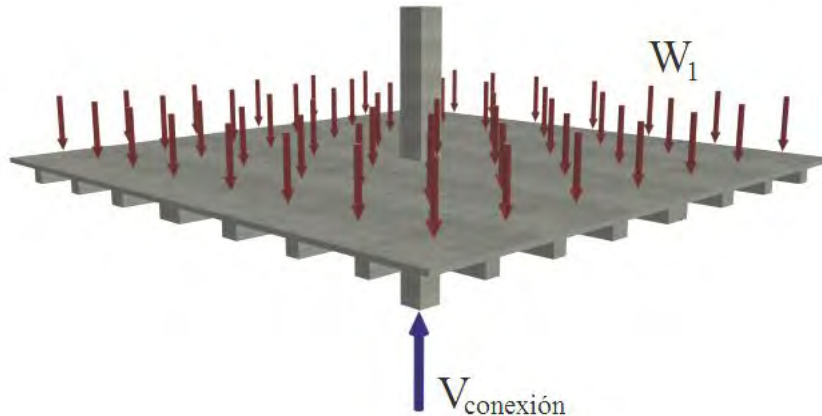


Figura 4.18 Cargas verticales que producen fuerza cortante en la zona de estudio

La conexión se ensayó al mismo tiempo ante cargas verticales y cargas laterales que simulen los efectos del sismo. Para simplificar la notación y tomando en cuenta que la fuerza cortante aplicada a la conexión ($V_{\text{conexión}}$) por las cargas gravitacionales, experimentalmente se representa aplicando una carga axial a la columna, la literal $V_{\text{conexión}}$ se sustituye por la literal P , como se muestra en la figura 4.19.

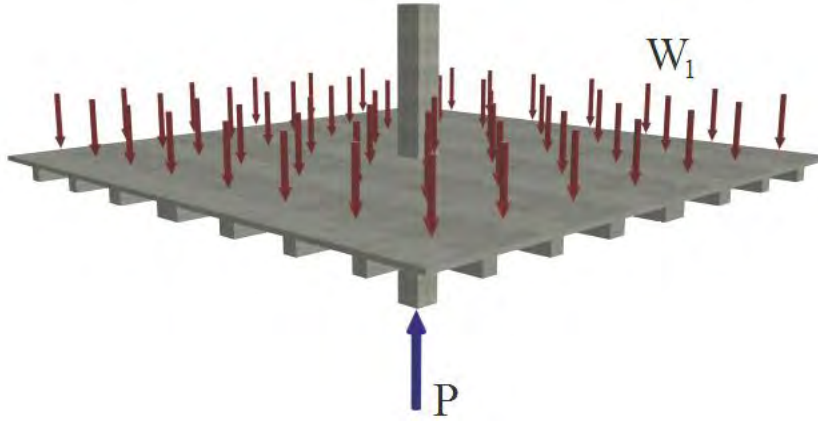


Figura 4.19 Fuerza cortante en la zona de estudio

donde:

P es la fuerza normal en la columna inferior, que es igual a la fuerza cortante aplicada a la conexión losa postensada-columna.

Tomando en consideración las dimensiones de los marcos de prueba del Laboratorio de Estructuras de la UAM-Azcapotzalco, se redujo la dimensión de la zona de estudio de un cuadrado de 6 m por lado a un cuadrado de 1.9 m por lado. El tamaño de los elementos estructurales, columnas, nervaduras y capa de compresión se mantuvo a la escala real. El espécimen de pruebas, se define entonces como la zona delimitada por un cuadrado de 1.9 m de lado alrededor del eje de la columna. Las columnas que forman parte del espécimen de prueba, tienen una longitud igual a la mitad de la altura del entrepiso.

Se mantuvo constante la fuerza cortante en la conexión $V_c=P$ (fuerza normal en la columna inferior). Para lograrlo, se aplicó una carga uniformemente distribuida más grande como se muestra en la figura 4.20. La magnitud W_2 de la nueva carga distribuida, puede despejarse de la ecuación 4.3.

$$P = V_c = W_2(A_e) \quad (4.3)$$

donde:

A_e es el área del espécimen 1.9m x1.9m.

W_2 es la carga uniformemente distribuida sobre el área del espécimen.

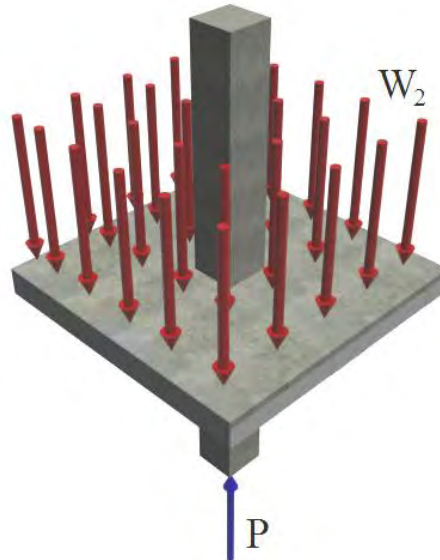


Figura 4.20 Fuerza cortante en un área reducida

El espécimen de prueba se rotó para poder llevar a cabo las pruebas, por facilidad para aplicar las cargas y para marcar las grietas; las figuras 4.21 y 4.22 representan al espécimen rotado.

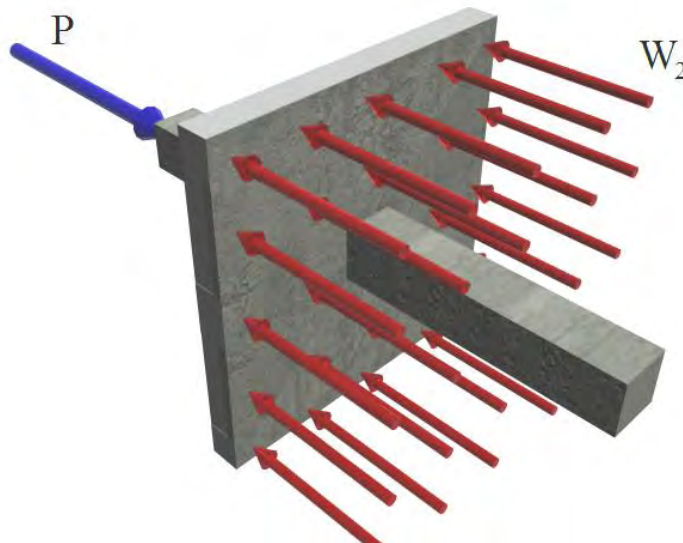


Figura 4.21 Vista de la cara superior del espécimen de pruebas con las cargas gravitacionales que generan la fuerza cortante en la conexión

Para evitar los movimientos del espécimen se le colocó un apoyo perimetral; de esta manera la carga distribuida uniformemente sobre la superficie se transforma en una carga distribuida sobre el perímetro, como se muestra en las figuras 4.23 y 4.24. Cabe mencionar que en el experimento la carga distribuida queda sustituida por la reacción del espécimen contra el marco de acero que proporciona el apoyo perimetral. La reacción que se desarrolla en el marco de apoyo perimetral puede determinarse con la ecuación 4.4.

$$w = \frac{V}{P_e} = \frac{W_2}{A_e} \quad (4.4)$$

donde:

w= Carga distribuida perimetralmente

P_e= Perímetro del espécimen (4*1.9m=7.6m)

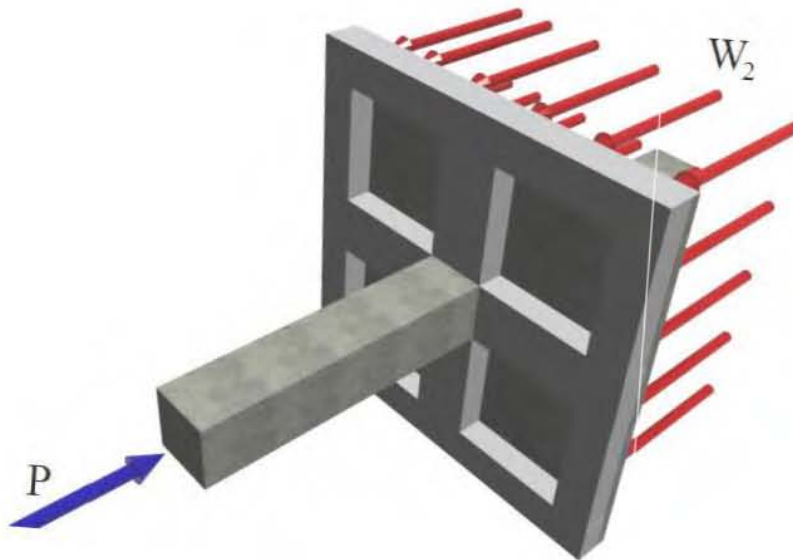


Figura 4.22 Vista de la cara inferior del espécimen de pruebas con las cargas gravitacionales que generan la fuerza cortante en la conexión

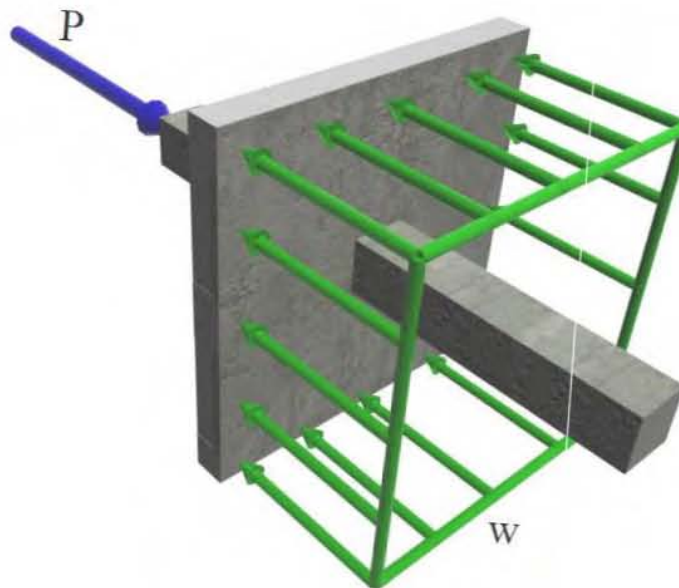


Figura 4.23 Vista de la cara superior del espécimen de pruebas con las cargas linealmente distribuidas que generan la fuerza cortante en la conexión

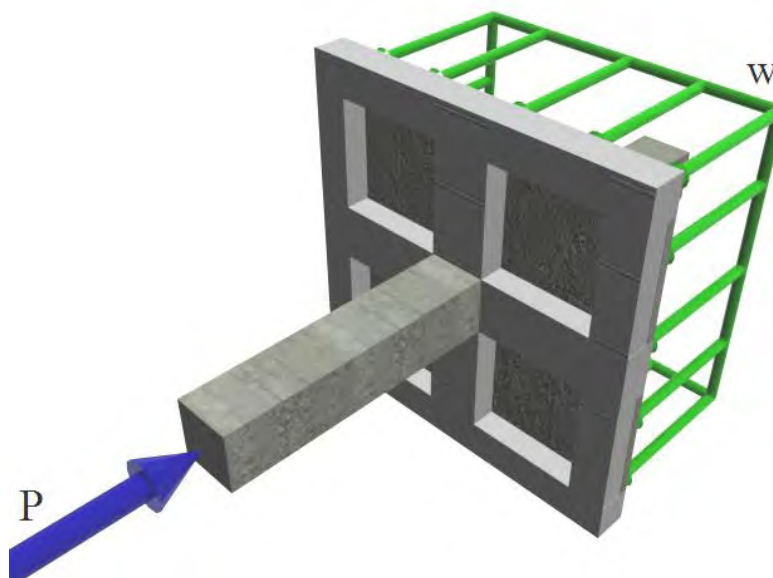


Figura 4.24 Vista de la cara inferior del espécimen de pruebas con las cargas linealmente distribuidas que generan la fuerza cortante en la conexión

El colado del espécimen fue monolítico y se realizó en un mismo día, con la misma dosificación del concreto para evitar introducir las variables de edad y de variación de resistencia.

4.3.1 Variables de investigación

Se ha observado en las construcciones con el sistema de losa postensada en México que se emplean dos posibilidades de construcción que pueden representar comportamientos distintos. La primera es que no exista una zona maciza de concreto alrededor de las columnas y que las nervaduras principales tengan el mismo ancho que la columna; la segunda es que las nervaduras principales sean más anchas que la columna, lo que implica una zona maciza alrededor de la columna. Por esta razón, una de las variables de este estudio es el ancho de la nervadura principal.

Un refuerzo muy eficiente para evitar la falla de punzonamiento en placas planas, usado en varios países, consiste en pernos conectores de cortante (ver figura 4.25), como lo demuestran los resultados experimentales de conexiones losa columna para zonas sísmicas (Megally, 1994). En México dicho refuerzo no es muy común, por lo que se quiso determinar la pertinencia de emplear estos pernos en losas aligeradas en lugar de estribos. Por ello, otras dos de las variables a investigar son el tipo de refuerzo por cortante y su separación.



Figura 4.25 Conexión interior reforzada con pernos conectores de cortante (Stud Shear Reinforcement), (Kang, 2004)

Una variable que influye mucho en la capacidad de deformación es la magnitud de la fuerza cortante aplicada, como ya se había mostrado (ver capítulo 2, sección 2.4). Para que las dimensiones de los especímenes no intervengan en su efecto, se usó la fuerza cortante normalizada, es decir la relación entre la fuerza cortante aplicada y la fuerza cortante que generaría el punzonamiento sin la presencia de momento de desequilibrio y de refuerzo por cortante, (V_u/V_{CR}). Ésta fue la cuarta variable a investigar.

4.3.2 Descripción del espécimen

Según se comentó en la Sección 4.3, el espécimen consiste de una sección de losa de 1.9x1.9 m alrededor del nodo, que incluye a la columna, las nervaduras principales y las nervaduras adyacentes (ver la zona central de color más claro en la figura 4.16). El espesor de la losa plana se tomó igual a 18.5 cm. Las nervaduras principales en la dirección de ensaye (eje Y) tienen un ancho variable: en los especímenes LP02, LP03, LP04 es de 30 cm y en los especímenes LP05 y LP06, de 60 cm. Las nervaduras principales en dirección perpendicular al desplazamiento (eje X) tienen un ancho constante de 30 cm, y las adyacentes de 20 cm. La capa de compresión tiene un espesor de 5 cm y se armó con una doble parrilla de malla 6x6-6/6. Las columnas son cuadradas de 30 cm por lado.

Los detalles de armado se muestran en la tabla 4.1. La separación de los estribos en la columna fue constante con varillas #3 @ 8 cm. En las nervaduras adyacentes el refuerzo por cortante consistió de estribos cerrados con varilla del #3 @ 7 cm.

La longitud de las columnas se determinó tratando de que fuera lo más larga posible dentro del dispositivo de pruebas, para reducir las fuerzas necesarias y para que el extremo se aproxime a la ubicación del punto de inflexión. El largo de la columna inferior fue de 1.3 m y de 1.4 m para la columna superior. La figura 4.26 muestra un detalle del espécimen de pruebas.

Tabla 4.1. Armado en los especímenes

Especimen	Nervadura Principal eje Y	Nervadura. Principal eje X	Nervadura Adyacente	Columna	Estribos Nervadura Principal	Pernos Nervadura Principal
LP-02	A(+) 2#6+2#3+2 T 0.5 A(-) 2#6+2#2	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6	@9	
LP-03	A(+) 2#6+2#3+2 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		@11
LP-04	A(+) 2#6+2#3+2 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		@9
LP-05	A(+) 2#6+4#3+4 T 0.5 A(-) 2#6+4#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		@9
LP-06	A(+) 2#6+4#3+4 T 0.5 A(-) 2#6+4#3	A(+) 2#6+2#3 A(-) 2#6+2#3	A(+) 2#6+2#3+1 T 0.5 A(-) 2#6+2#3	A(+) 3#6 A(-) 3#6		@7

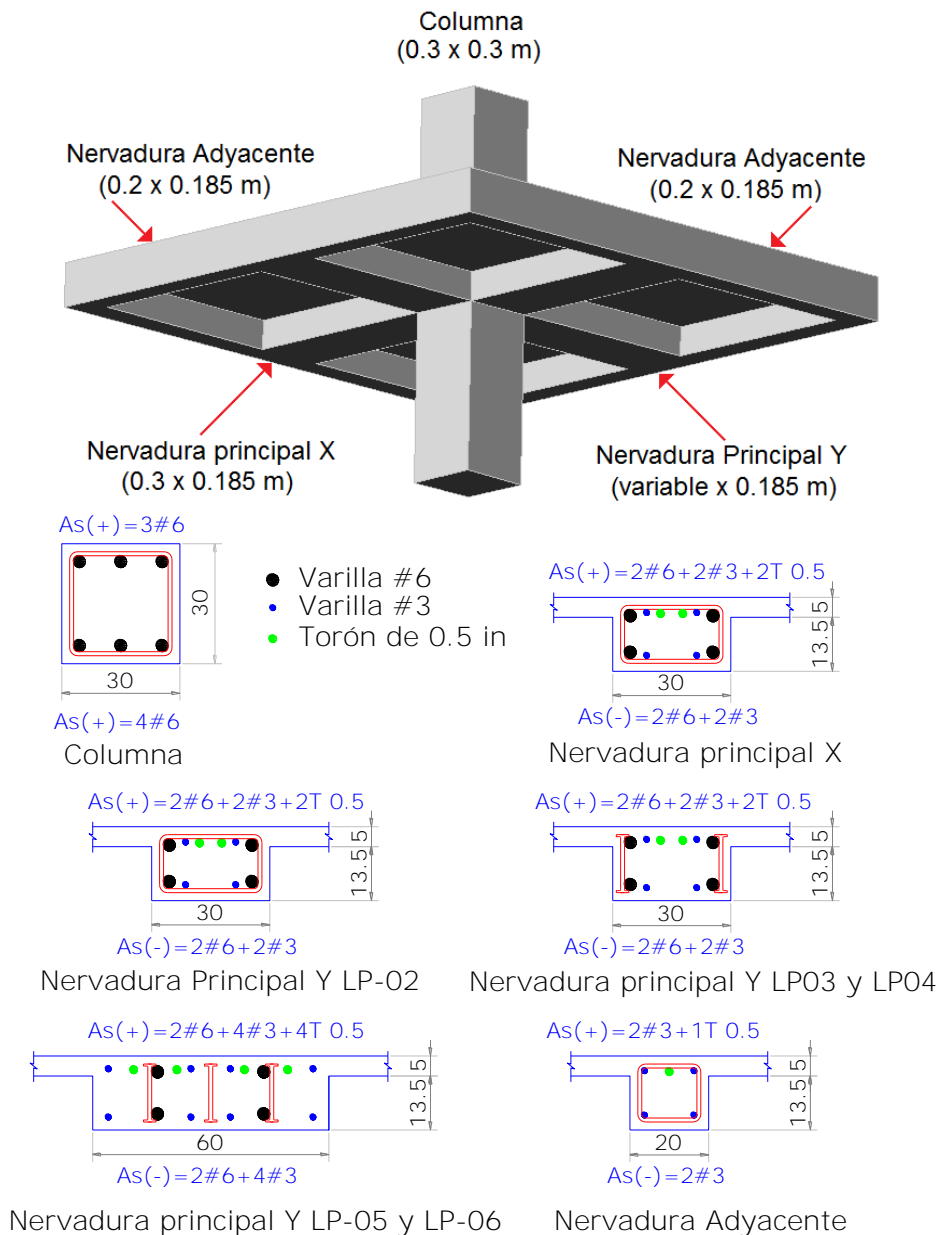


Figura 4.26 Armado de la conexión losa-columna. Los círculos verdes representan tendones de presfuerzo

4.4 Diseño del dispositivo marco de pruebas

En el Laboratorio de Estructuras del Departamento de Materiales de la UAM-Azcapotzalco se encuentra el marco de pruebas para modelos intermedios en el que se llevaron a cabo los ensayos. Las dimensiones del marco se muestran esquemáticamente en la figura 4.27. Generalmente este marco se ha empleado para probar elementos que pueden idealizarse en un plano.

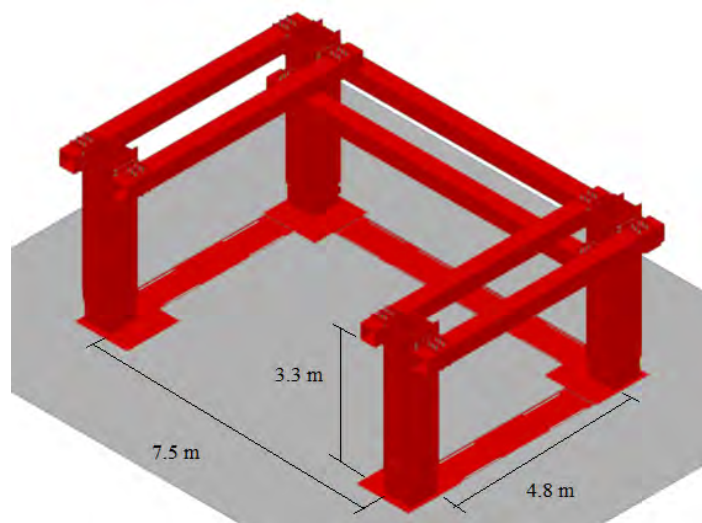


Figura 4.27 Marco de pruebas del laboratorio de modelos intermedios de la UAM-A

Como en el Laboratorio de Modelos Intermedios de la UAM-A no se tiene una losa de reacción, se decidió emplear el dispositivo de pruebas existente para llevar a cabo una prueba con un dispositivo de cargas similar al empleado en la universidad de Calgary por Ghali y colaboradores (figura 4.6). La ubicación del espécimen en el marco de pruebas se muestra en las figuras 4.28 y 4.29.

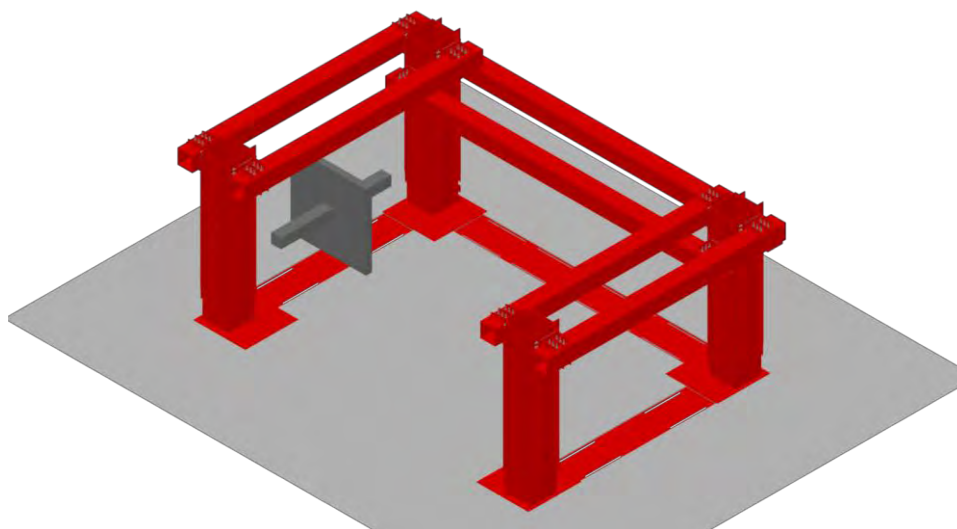


Figura 4.28 Vista de la cara superior del espécimen dentro del marco general de pruebas

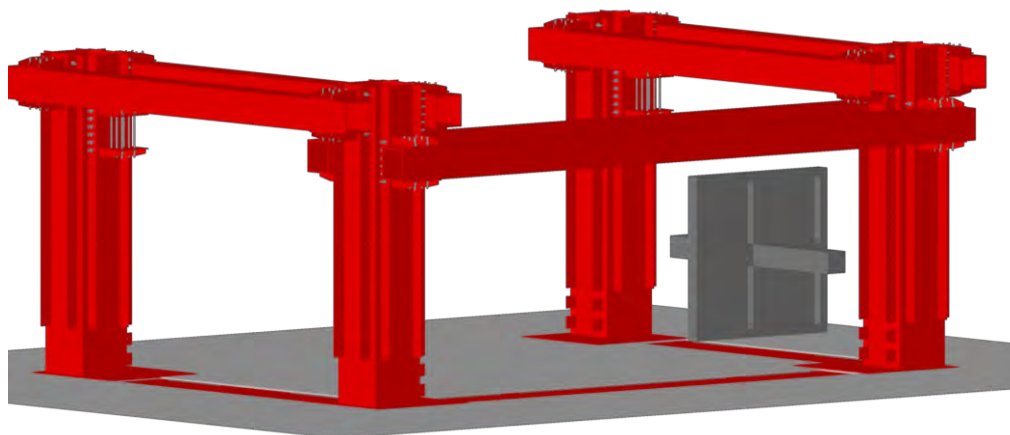


Figura 4.29 Vista de la cara inferior del espécimen dentro del marco general de pruebas

Se diseñó una estructura metálica capaz de acomodarse en el espacio destinado a las pruebas, que consiste de dos marcos que proporcionan un apoyo perimetral al espécimen. Al marco que proporciona apoyo a la cara superior de la losa se le denomina marco de respaldo y al marco que proporciona apoyo perimetral a la cara inferior de la losa, se le denomina marco frontal (Arellano, 2010). Los marcos se mantienen en su sitio mediante elementos metálicos horizontales a los que se les denomina puntales y dos diagonales en el marco de respaldo. En la figura 4.30 se muestra una vista lateral del dispositivo de pruebas y del espécimen.

Los criterios de diseño del marco fueron que la estructura metálica fuera capaz de resistir cargas 2.5 veces mayores que las cargas máximas esperadas sin factorizar; y que los desplazamientos esperados en la estructura de soporte fueran pequeños, de alrededor de $1/500$ la dimensión del espécimen. Sin embargo, como la estructura de soporte también experimenta desplazamientos, el marco frontal se instrumentó en 6 puntos para medir los desplazamientos en la dirección de la carga gravitacional en las cuatro esquinas, y por si el marco se levantaba del suelo, en 2 puntos como se muestra en la figura 4.31.

Una de las dificultades que se presentó durante el diseño del dispositivo de ensayes, fue que las cargas sólo podían aplicarse mediante cilindros hidráulicos de acción simple que no tienen rótulas en sus extremos, como los mostrados en la figura 4.32. Esta característica de los cilindros hace que no se puedan aplicar cargas perpendiculares a su eje porque sufrirían daños ya que el émbolo no acepta flexión.

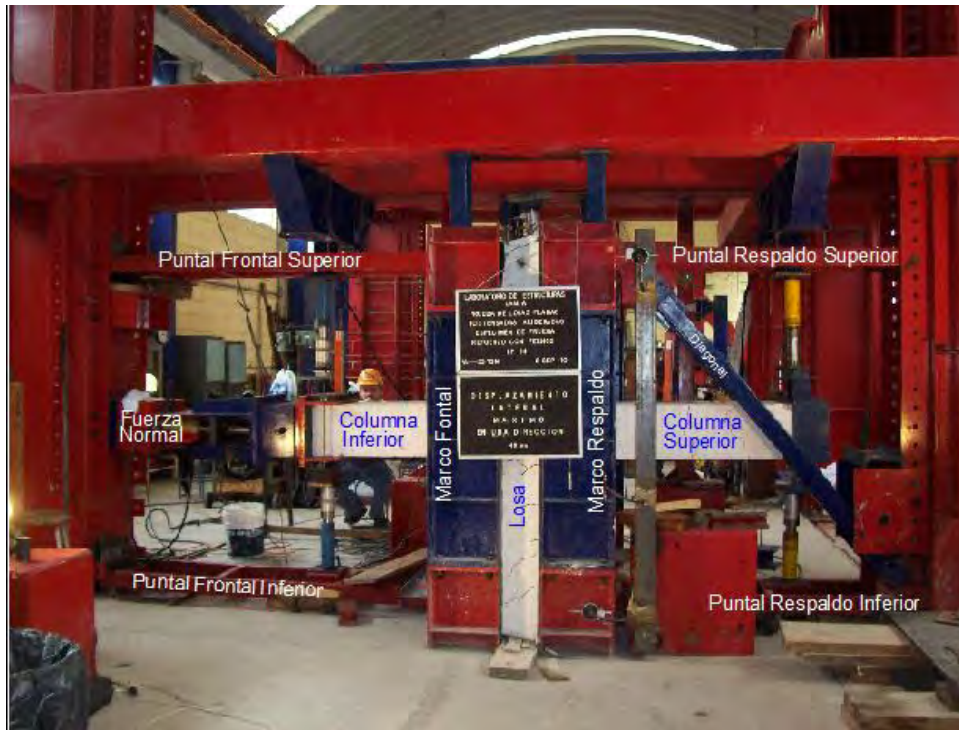


Figura 4.30 Vista global del dispositivo de pruebas

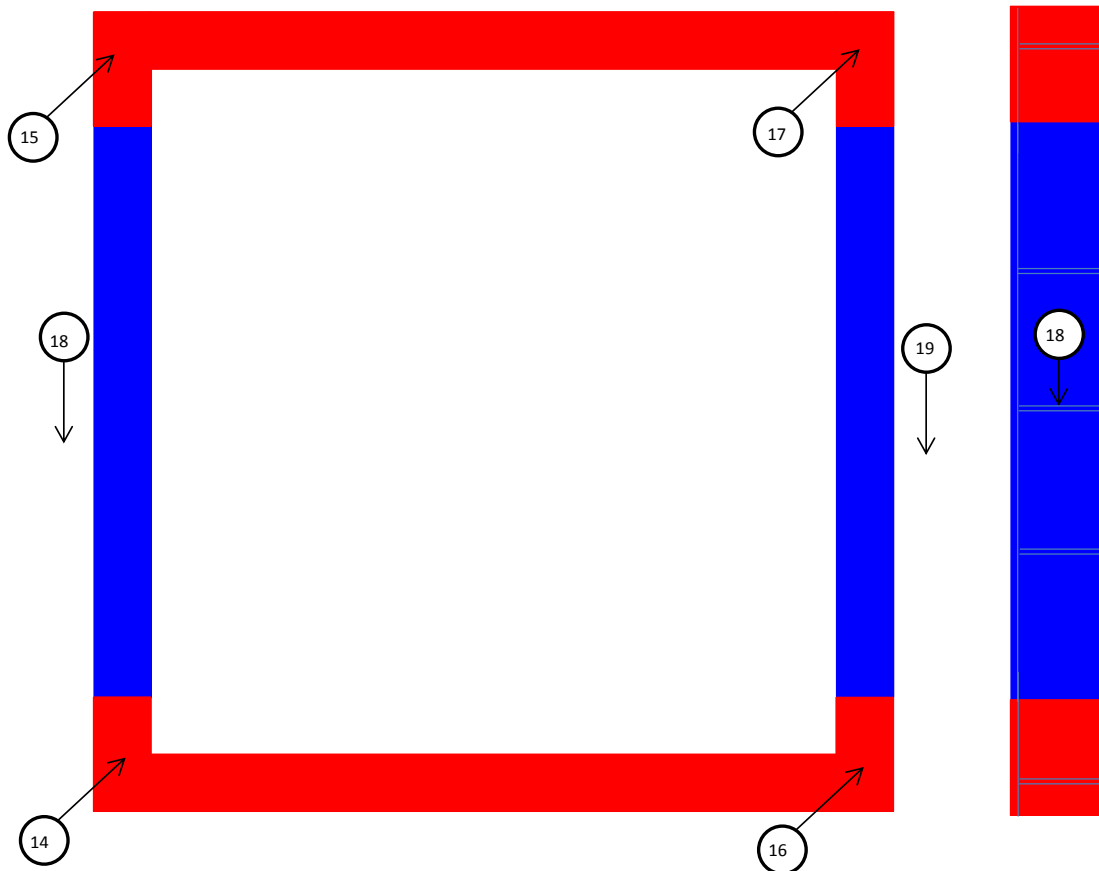


Figura 4.31 Transductores horizontales y verticales en el marco frontal



Figura 4.32 Cilindros hidráulicos de acción simple

Debido a que en el extremo inferior de la losa se requiere aplicar tanto fuerzas axiales como laterales, se optó por construir un brazo doblemente articulado (ver figura 4.33) que permitiera aplicar la carga axial al nodo aunque éste se desplace verticalmente. El dispositivo resultó muy pesado, por lo que se requirió de un sistema de contrapesos que evita una carga lateral adicional al nodo de control. En los cálculos, se considera que la carga P definida en la figura 4.19 se mantiene axial, es decir, se considera que P y P_h son prácticamente iguales; esta hipótesis se cumple cuando el desplazamiento en el nodo de control es pequeño, aunque al existir desplazamiento en el nodo de control, se tenga una componente lateral P_v como se aprecia en la figura 4.34.

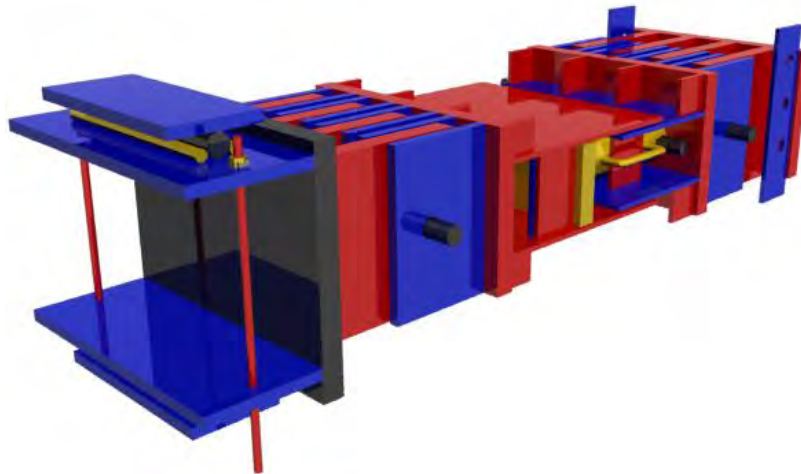


Figura 4.33 Brazo biarticulado

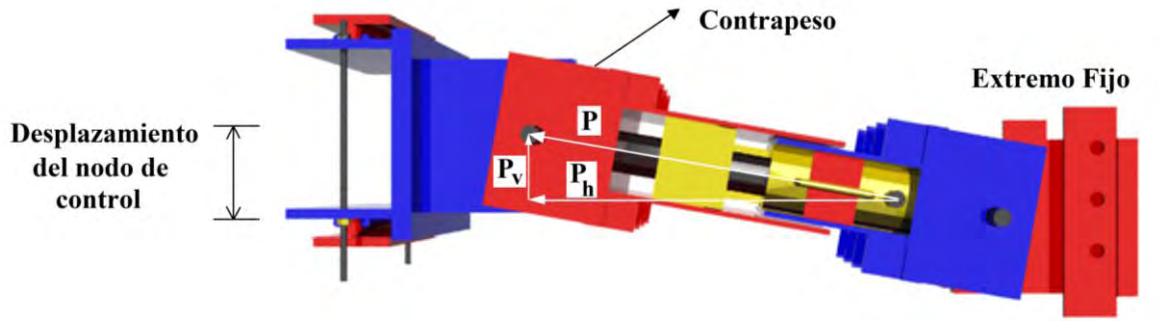


Figura 4.34 Desplazamiento positivo del nodo de control

La carga axial se aplicó mediante dos cilindros hidráulicos de acción simple de 50 t cada uno. En la tabla 4.2 se muestra la carga axial aplicada a la conexión para cada uno de los especímenes probados, y se muestran otros datos asociados al armado estructural de la conexión. La resistencia del concreto V_{cr} se calculó mediante dos métodos; el de las NTC-Concreto 2004, en donde no se toma en cuenta la presencia del presfuerzo y el del ACI318-2011, donde la presencia del presfuerzo se toma explícitamente e incrementa el esfuerzo cortante resistente del concreto.

Tabla 4.2. Carga gravitacional aplicada a la conexión

Espécimen	Armado	Separación	$P=V_u$	V_{cr} (ACI)	V_{cr} NTC
LP02	Estribos	9 cm	24.38 t	48.64 t	31.12 t
LP03	Pernos	11 cm	22.44 t	43.36 t	25.97 t
LP04	Pernos	9 cm	31.54 t	49.13 t	31.60 t
LP05	Pernos	9 cm	31.70 t	64.54 t	38.76 t
LP06	Pernos	7 cm	46.87 t	61.75 t	36.04 t

La figura 4.35 muestra el proceso de fabricación del dispositivo de pruebas que se llevó a cabo en las instalaciones de la UAM-A.



Figura 4.35 Fabricación del dispositivo de pruebas

Para verificar la calidad de las soldaduras se llevó a cabo una prueba de penetración de líquidos, como se muestra en la figura 4.36. En la prueba se determinó que la calidad de la soldadura era buena.

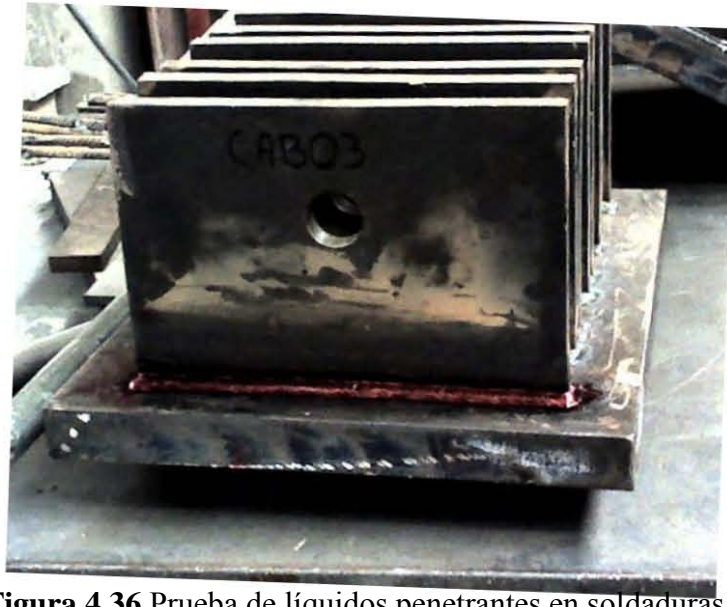


Figura 4.36 Prueba de líquidos penetrantes en soldaduras

4.4.1 Desplazamiento del nodo de control.

Existen diferencias entre los desplazamientos reales en un evento sísmico y los desplazamientos experimentales (ver figura 4.37). En los desplazamientos reales, si se considera el nodo de la base fijo, el desplazamiento total ocurre en el nodo superior de la columna y la losa se desplaza lateralmente. En los desplazamientos experimentales la losa permanece en su lugar y lo que se desplaza son los nodos de la columna; el desplazamiento total es la distancia relativa entre los nodos superior e inferior de la columna (ver la figura 4.37-b). Debe notarse que los desplazamientos en las columnas se aplican en direcciones opuestas para simular la acción de un sismo. En la figura 4.37-a se trata de representar el comportamiento “real” durante un sismo, asumiendo que las columnas se articulan a la mitad de la altura (Joint ACI-ASCE, 2010). También se considera que en la zona de estudio de las nervaduras se tienen articulaciones debido a la inversión del momento debido a sismo (ver figura 4.14).

Se define como nodo de control aquel al que se aplica la carga asociada con las fuerzas gravitacionales; en la figura 4.37 corresponde al nodo de la columna inferior. El experimento se controla por desplazamientos que son incrementales; ese nodo se emplea como referencia para verificar que en cada paso se alcance la distorsión deseada.

$$\Delta_{Control} = \frac{\Delta_{Total}}{2} \quad (4.5)$$

$$\Psi = \frac{\Delta_{Total}}{h} = 2 \left(\frac{\Delta_{Control}}{h} \right) \quad (4.6)$$

donde:

Ψ = Distorsión definida como el desplazamiento relativo entre la altura del entrepiso

h = Distancia relativa entre los extremos de la columna.

Δ_{Total} = Desplazamiento relativo entre los nodos de las columnas. En una estructura real es el desplazamiento relativo del entrepiso.

$\Delta_{Control}$ = Desplazamiento que se usa para monitorear la prueba.

V_c =Carga lateral que simula la fuerza sísmica.

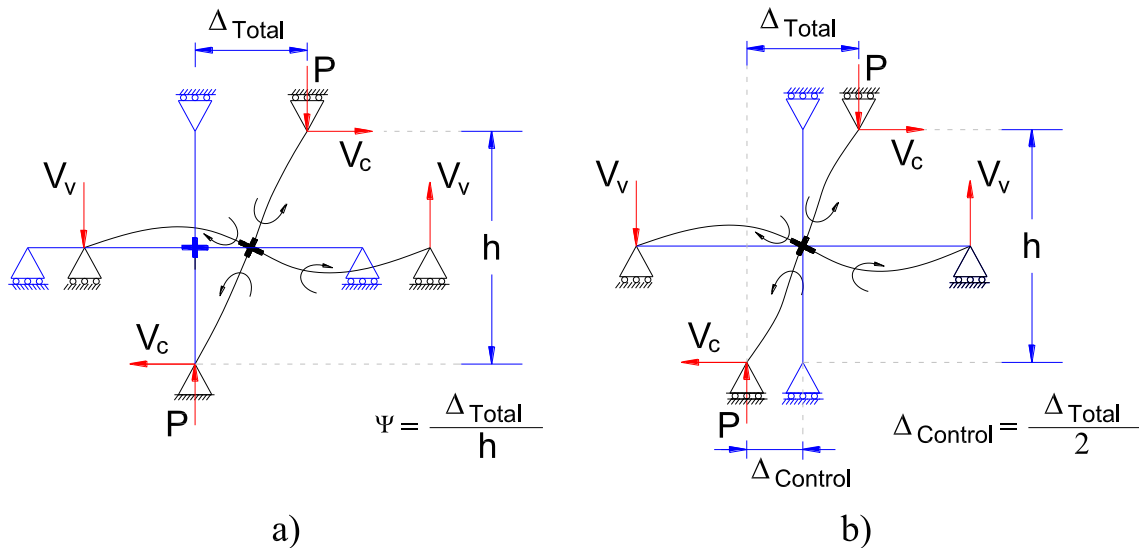


Figura 4.37 Definición del desplazamiento en el nodo de control y de distorsión

En la ecuación 4.5 puede observarse que si las columnas superior e inferior tienen la misma longitud, el desplazamiento del nodo de control, es la mitad del desplazamiento total.

4.4.2 Descripción de las fuerzas laterales aplicadas a las columnas

Para simular el efecto del momento de desequilibrio en la conexión durante un evento sísmico, deben aplicarse fuerzas en los extremos de las columnas a la que llamamos V_c (figura 4.37); a estas fuerzas se les llama aquí cargas laterales. Debido a que el espécimen se rotó para llevar a cabo la prueba con seguridad, las cargas laterales se aplican en forma vertical. Como no se contaba con cilindros de doble acción con la capacidad de carga adecuada, las cargas laterales que simulan las fuerzas sísmicas, se aplicaron mediante cuatro cilindros hidráulicos de acción simple de 25 t cada uno.

Se definen ciclos de jale y de empuje para poder establecer en qué dirección se está desplazando el nodo de control. En la figura 4.38 se muestra la dirección de aplicación de las cargas definidas como empuje y jale.

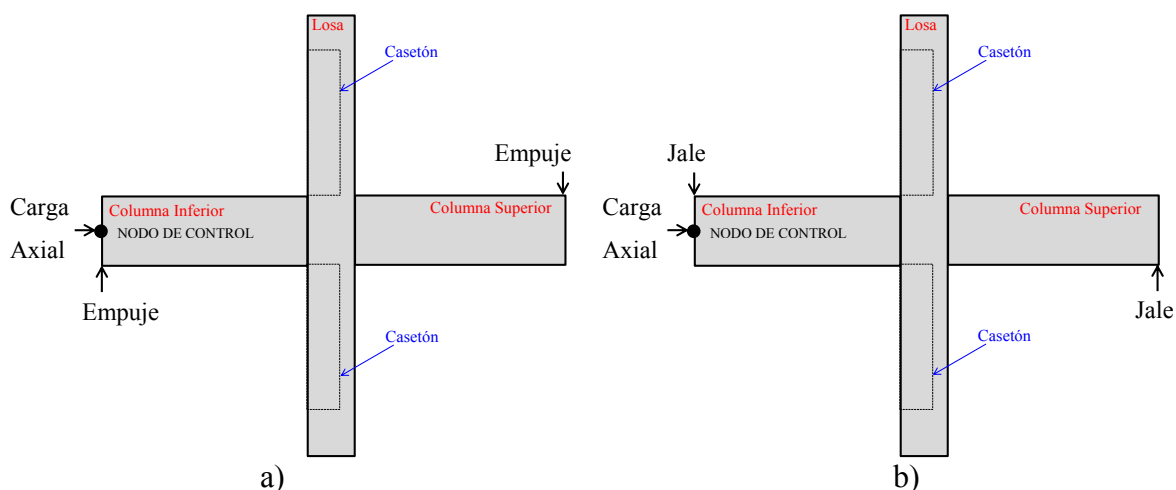


Figura 4.38 Aplicación de las cargas de a) empuje y b) jale

4.4.3 Protocolo de Carga

La primera carga que se aplicó es la fuerza gravitacional, que en este caso fue una fuerza axial aplicada sobre la columna inferior (P, definida en la figura 4.19). La carga se aplicó en forma incremental, en al menos 10 pasos, hasta llegar al valor deseado el cual debe mantenerse constante durante toda la prueba. En la tabla 4.2 puede verse el valor teórico aplicado a cada espécimen. Sin embargo, se usaron cilindros hidráulicos que no mantienen constante la carga aplicada, debido a que la fuerza generada por el cilindro depende de la presión y del volumen de aceite desplazado; cuando se llega al desplazamiento relativo máximo para un ciclo, el volumen de aceite dentro del cilindro aumenta y la presión disminuye. Por esta razón, se observaron variaciones en la carga axial de alrededor de 3 t.

En la figura 4.39 se muestra, para el espécimen LP-02, la variación de la carga gravitacional promedio en cada ciclo de desplazamiento; puede apreciarse que la variación en la carga es cercana a 3 toneladas. Los máximos en la carga se deben a las correcciones (incrementos de la presión) que se llevaron a cabo una vez que se apreciaba el descenso importante de la carga. Los valores mínimos se deben entre otras cosas al deslizamiento de la columna móvil del marco de cargas. Para evitar el deslizamiento de las columna en otros experimentos se han colocado tensores, pero en este caso el experimento de las losas postensadas, no se pudieron colocar porque la losa se coloca perpendicular al marco e impide el paso de los tensores.

Una explicación de la variación de la carga gravitacional aplicada durante un ciclo se incluye en el apéndice C.

La segunda parte de la prueba en la que se aplicaron las cargas laterales (verticales en el ensaye) se controló por desplazamientos. Para llevarla a cabo, se definió una distorsión objetivo asociada con el desplazamiento del nodo de control. Para cada incremento de desplazamiento se aplicaron cuatro ciclos de carga y descarga; tal y como se muestra en la figura 4.40. Para controlar la prueba, se monitoreó el nodo de control con un transductor de desplazamientos.

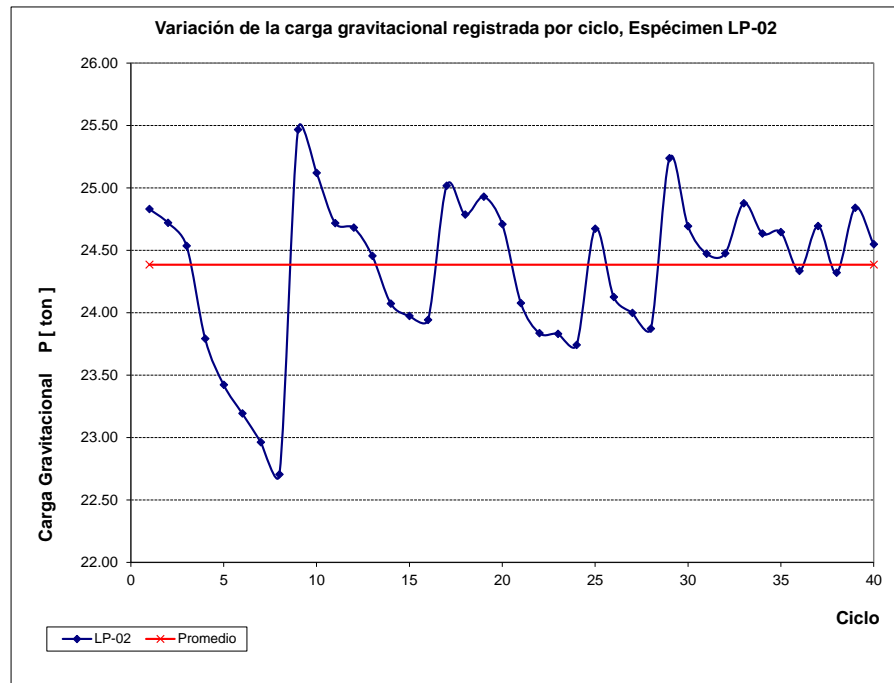


Figura 4.39 Variación de la carga gravitacional

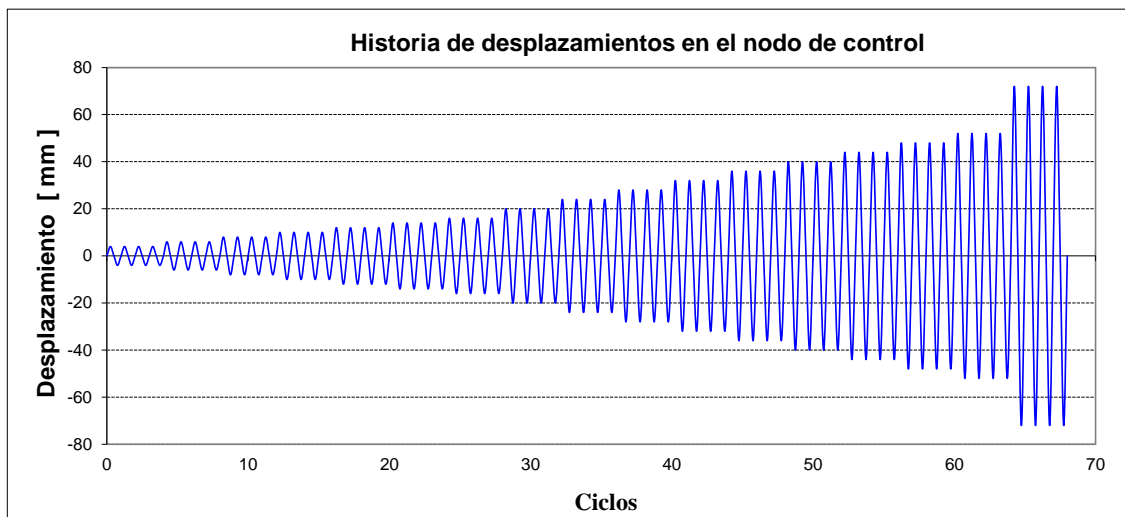


Figura 4.40 Desplazamientos del nodo de control

4.4.4 Criterio de falla

Debido a que el experimento se controla por desplazamientos, debe definirse un límite para detener la prueba, o sea, para considerar que el espécimen había fallado. Este límite se definió como la carga lateral que correspondía al 80% del valor máximo alcanzado durante el ensaye del espécimen correspondiente; es decir, se registraba la carga máxima alcanzada y se continuaba el ensaye hasta que en un ciclo no se pudiese aplicar una carga mayor al 80% de la máxima. Este criterio es similar al usado por otros investigadores (Ghali, 2006).

Cabe señalar que en algunos ensayos, se continuó incrementando el desplazamiento hasta que se terminó la carrera del equipo de carga; sin embargo, los resultados en esas etapas son válidos sólo como evidencia visual del comportamiento de la conexión.

4.3.5 Instrumentación del espécimen

Se colocaron galgas extensométricas (strain gages) en el acero de refuerzo longitudinal, en el acero de refuerzo por cortante y en la superficie de concreto, para medir las deformaciones unitarias en cada incremento de desplazamiento (ver figura 4.41). En la tabla 4.3 se muestra la instrumentación colocada en cada uno de los especímenes.

Tabla 4.3. Instrumentación con galgas extensométricas (Número de piezas colocadas)

Espécimen	Nervadura Principal Y	Nervadura Adyacente Y	Columna	Estribos	Pernos	Concreto	Total
LP02	16	16	16	24	-	5	77
LP03	16	16	16	-	24	5	77
LP04	16	16	16	-	48	5	101
LP05	16	16	16	-	24	5	77
LP06	16	16	16	-	50	5	103

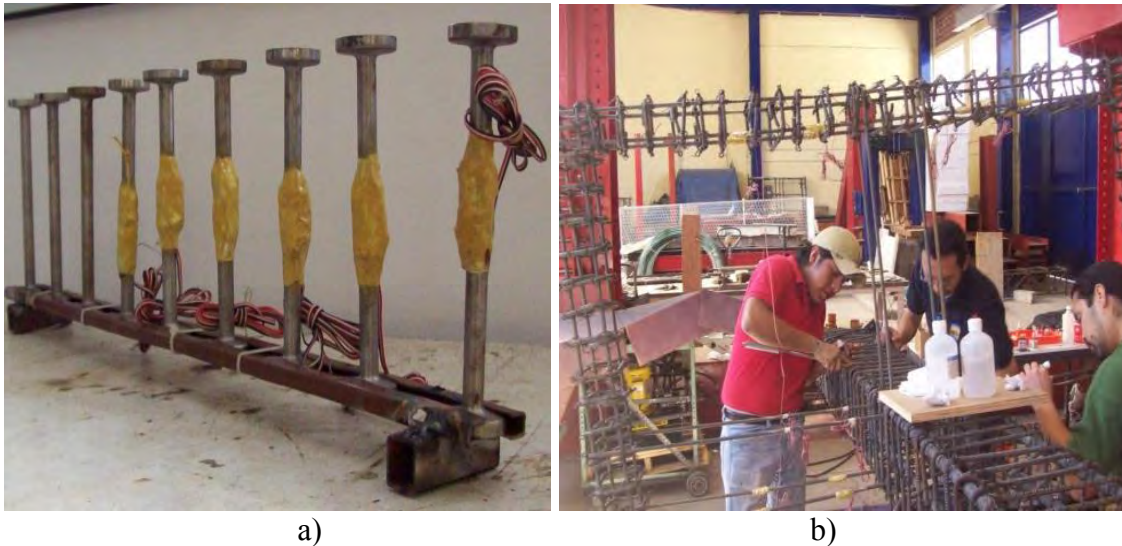


Figura 4.41 Instrumentación interna, a) en pernos y b) acero de refuerzo

Para medir las cargas aplicadas se colocaron dos celdas de carga para la carga axial, cuatro celdas para las cargas laterales y dos celdas de carga para medir la variación en la carga de postensado. En la figura 4.42-a se muestra su ubicación; el número de la celda corresponde al canal en que se colocaron los instrumentos en el equipo de adquisición de datos.

Los desplazamientos se midieron con transductores de desplazamiento (LVDT). Se colocaron cuatro transductores para determinar el desplazamiento relativo de la columna, y ocho transductores para medir el desplazamiento de la nervadura principal ubicada en la dirección del desplazamiento (ver figura 4.42-b). El desplazamiento en el extremo de la

columna, donde se aplica la carga axial (canal 1), sirve como el desplazamiento que se emplea para monitorear el comportamiento del espécimen.

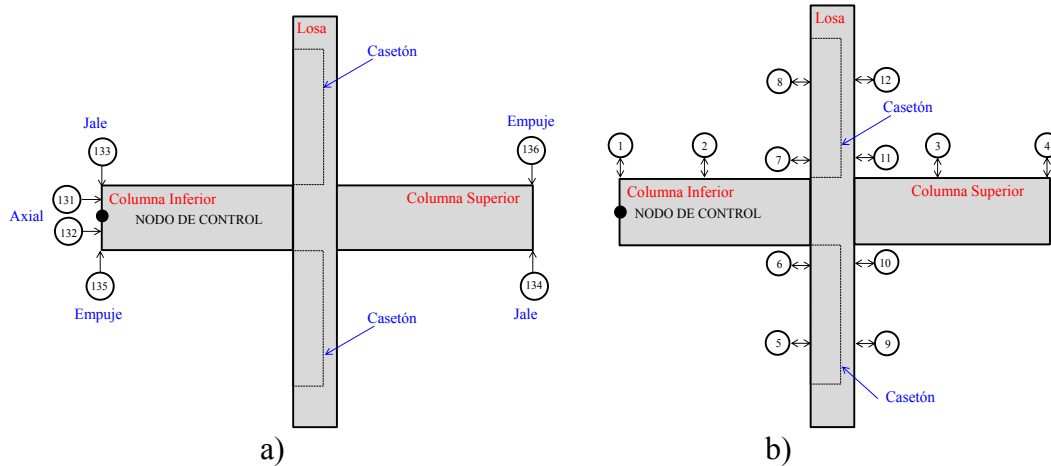


Figura 4.42 Ubicación de instrumentos a) celdas de carga y b) transductores de desplazamiento

4.5.6 Variación del perfil del presfuerzo

Cuando se construye el espécimen, se modifican las condiciones de continuidad de la losa, sin embargo, el tamaño del espécimen es tal que ante carga gravitacional, el borde del espécimen coincide de forma aproximada con la línea teórica del punto de inflexión.

En la práctica, para evitar introducir momentos concentrados en el borde de un elemento, los cables de postensado se ubican en el centroide. Tomando en consideración que en el segmento de losa que se ensaya, el momento en el borde es cero, se modificó la trayectoria del cable para que coincida en los bordes se ubicaran en el centroide de las nervaduras (Astudillo, 2008).

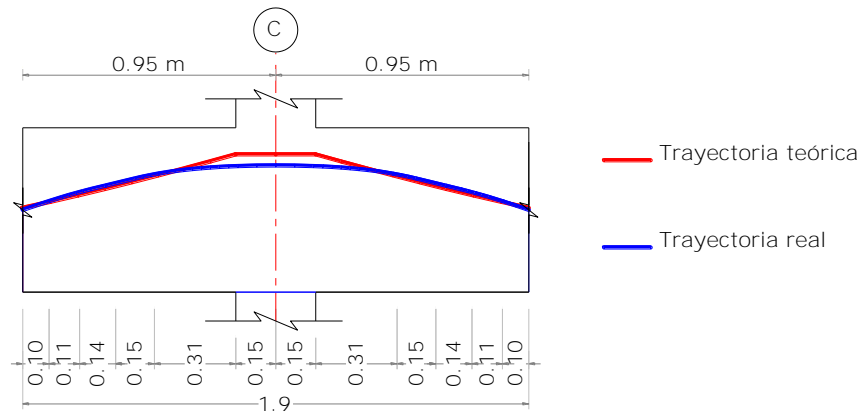


Figura 4.43 Trayectorias teórica y real del torón de presfuerzo

En la figura 4.43, se muestran las trayectorias teórica y real de torón. La tabla 4.4 muestra las coordenadas teóricas del torón y las coordenadas reales, también muestra la diferencia entre ambas en la última columna. De analizar las coordenadas y la figura 4.43,

se puede comprobar que en los extremos el trazo real del torón está por encima del teórico, pero al acercarse al centro, el trazo real queda por debajo del trazo teórico.

Una de las mayores implicaciones es que en el trazo teórico la curvatura del torón tiene concavidad hacia arriba, mientras que en el trazo real la concavidad es hacia abajo. De hecho, la carga equivalente del torón en esa posición es distribuida con dirección hacia abajo.

Tabla 4.4 Coordenadas verticales de la posición del torón

Δx (cm)	x (cm)	$y_{teórica}$ (cm)	y_{real} (cm)	Δy (cm)
0.00	0.00	9.47	9.25	0.22
0.10	0.10	10.11	10.25	-0.14
0.11	0.21	10.89	11.25	-0.36
0.14	0.35	11.86	12.25	-0.39
0.15	0.50	12.97	13.25	-0.28
0.31	0.80	15.50	14.15	1.35
0.15	0.95	15.50	14.25	1.25

Como la componente horizontal del torón a una distancia de $d/2$ del borde del área cargada (sección crítica de falla), es prácticamente nula en los dos casos, los resultados experimentales con el perfil del torón real y teóricos deben ser prácticamente iguales.

El cambio en el perfil del torón respecto a su trazo teórico no influye en los resultados experimentales.

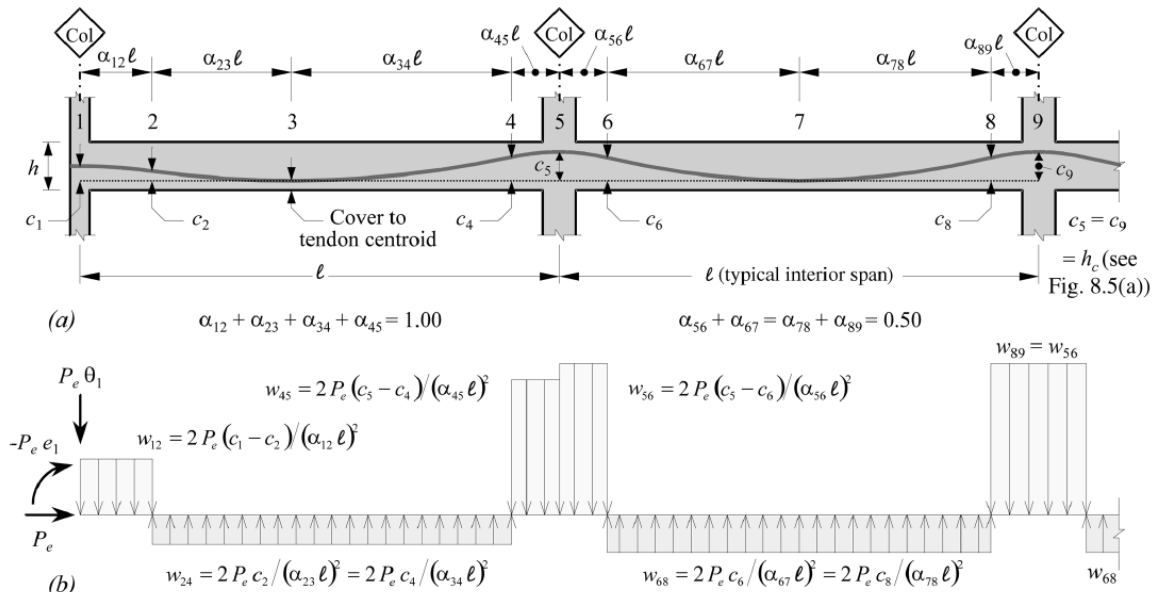


Figura 4.44 Sección transversal de una placa plana, a) Perfil del cable, b) Carga equivalente, (Joint ACI-ASCE, 2010)

En la figura 4.44, se muestra el perfil de un torón en una placa plana, el término α_{ij} en la figura, se refiere a la fracción de la longitud. La suma de los términos α_{ij} en una crujía

son iguales a 1. Para una columna intermedia, se tiene que la suma de los valores de α_{ij} que definen la parábola con concavidad hacia abajo (α_{45} y α_{56}), toma valores entre 0.2 y 0.3. Para el caso de la estructura prototipo, 0.3 veces la longitud es 1.8 metros que es aproximadamente igual al valor del ancho del espécimen (1.95 metros). Lo que muestra que el cambio del perfil teórico por el real, se encuentra dentro de parámetros realistas.

BIBLIOGRAFÍA

Arellano, M. E., y González, C. O. M. (2010). “Diseño sísmico de la conexión losa-columna en losas planas postensadas aligeradas”, Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, León, Gto., pp. 1-19.

Dovich, L., and Wight, J. (2005). “Effective slab width model for seismic analysis of flat slab frames”, ACI Structural Journal, Vol. 102, No. 6, pp. 868-875. (102-s88).

Dilger, W. H., Elmasri, M. Z., and Ghali, A. (1978). “Flat plates with special shear reinforcement subjected to static dynamic moment transfer”, ACI Journal, Vol. 75, No. 10, pp. 543-549. (j175-56).

Dilger, W. H., Ghali, A., Youakim, S. A., and Hammill, N. L. (2005). “Headed stud in anchor zones of post-tensioned slabs”, Concrete International, Vol. 27, No. 4, pp. 45-50. (ci2704dilger).

Elgabry, A., and Ghali, A. (1996). “Transfer of moments between of column and slabs: proposed code revisions”, ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp. 56-61. (93-s07).

Elgabry, A., and Ghali, A. (1996). “Moment transfer by shear in slab-column connections”, ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 2, pp. 56-61. (93-s17).

Elgabry, A., and Ghali, A. (1987). “Test on concrete slab-column connections with stud-shear reinforcement subjects to shear moment transfer”, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.5, pp. 433-442. (84-s42).

Elgabry, A., and Ghali, A. (1990). “Design of stud-shear reinforcement for slabs”, ACI Structural Journal, Vol. 87, No. 3, pp. 350-361. (87-s35).

Farhey, D., Adin, M. A., and Yankelevsky, D. Z. (1995). “Repaired RC flat-slab column subassemblages under lateral loading”, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol 121, No. 11, pp. 1710-1720.

Gayed, R. B., and Ghali, A. (2006). “Seismic-resistant joints of interior columns with prestressed slabs”, ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 5, pp. 710-719. (103-s73).

Gayed, R. B., and Ghali, A. (2008). “Design for punching shear in concrete: critical review of Canadian Standard CSA-A23.3-94”, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 35, pp. 588-599. (35 588-599).

Gayed, R. B., and Ghali, A. (2008). “Changes in punching shear design in Canadian standard CSA A23.3-04: a critical review”, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 35, pp. 87-819. (35 807-819).

Ghali, A., Sargious, M. A., and Huizer, A. (1974). “Vertical prestressing of flat plates around columns”, ACI special report SP 42-38, pp. 905-920. (sp42-38).

Ghali, A., Elmasri, M. Z., and Dilger, W. H. (1976). “Punching of flat plates under static and dynamic horizontal forces”, ACI Journal, Vol. 73, No. 10, pp. 566-572. (j173-47).

Ghali, A. (1989). “An efficient solution to punching of slabs”, Concrete International, Vol. 11, No. 6, pp. 50-54. (ci1106ghali).

- Ghali, A., and Elgabry, A. (1990). "Moment and shear transfer between columns and concrete slabs", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, pp. 621-628. (I90-070)
- Ghali, A., and Hammill, N. (1992). "Effectiveness of shear reinforcement in slabs", *Concrete International*, Vol. 14, No. 1, pp. 60-65. (ci1401ghali).
- Ghali, A., and Megally, S. (1996). "Design for punching shear in concrete: critical review of Canadian Standard CSA-A23.3-94", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 23, pp. 444-456. (I96-048).
- Ghali, A., and Megally, S. (1997). "Design for punching shear in concrete: critical review of Canadian Standard CSA-A23.3-94: Reply", *Canadian Journal of Civil Engineering*, pp. 166-167. (24 166-167).
- Ghali, A., and Dilger, W. H. (1998). "Anchoring with double-head stud", *Concrete International*, Vol. 20, No. 11, pp. 21-24. (ci2011ghali).
- Ghali, A., and Megally, S. (1999). "Design for punching shear with ACI 318-95", *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 4, pp. 539-549. (96-s60).
- Ghali, A., and Youakim, S. A. (2005). "Headed stud in concrete: state of art", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 5, pp. 657-667. (102-s67).
- Hammill, N., and Ghali, A. (1994). "Punching shear resistance of corner slab-column connections", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 6, pp. 697-707. (91-s30).
- Hwang, S., and Mohele, J. P. (2000). "Vertical and lateral load test of nine-panel flat-plate frame", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, pp. 193-203. (97-s22).
- Kang, T. H-K. (2004). "Shake table test and analytical studies of reinforced and post-tensioned concrete flat plate frames", Ph.D Thesis, University of California, Los Angeles, USA.
- Kuang, J. D., and Morley, C. T. (1992). "Punching shear behavior of restrained reinforced concrete slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 1, pp. 13-19. (89-S2).
- Langhor, P., Ghali, A., and Dilger, W. H. (1976). "Special shear reinforcement for concrete flat plates", *ACI Journal*, Vol. 73, No. 3, pp. 141-146. (j173-11).
- Mokhtar, A. S., Ghali, A., and Dilger, W. H. (1985). "Stud shear reinforcement for flat concrete plates", *ACI Journal*, Vol. 85, No. 5, pp. 676-683. (j182-60).
- Mortin, J. D., and Ghali, A. (1991). "Connections of flat plates to edge columns", *ACI Structural Journal*, Vol. 88, No. 2, pp. 191-198. (88-s23).
- Megally, S., and Ghali, A., (1994). "Design considerations for slab column-connections in seismic zones", *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No. 3, pp. 303-314. (91-s30).
- Megally, S., and Ghali, A. (2000). "Seismic behavior of edge slab-column connections with stud shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 1, pp. 53-61. (91-s30).
- Megally, S., and Ghali, A. (2000). "Punching shear design of earthquake resistant slab-column connections", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, pp. 720-730. (97-s73).
- Megally, S., and Ghali, A. (2002). "Cautionary note on shear capitals", *Concrete International*, Vol. 24, No. 3, pp. 75-82. (ci2403megally).
- Megally, S., and Ghali, A. (1997). "Seismic behavior of slab-column connections", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 27, pp. 84-100. (27 84-100).
- Oliveira, D. E., Melo, G. S., and Regan, P. E. (2000). "Punching strengths of flat plates with vertical or inclined stirrups", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 5, pp. 485-491. (97-S52).

Pan, D., and Mohele, J. P. (1992). "An experimental study of slab column connections", *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No. 6, pp. 626-638. (89-S59).

Park, H., and Choi, K. (1999). "Improved strength model for interior flat plate column connections subject to unbalanced moment", *Journal of structural Engineering ASCE*, Vol. 132, No. 5, pp. 694-704.

Robertson, I. N., Kawai, T., Lee, J., and Enomoto, B. (2002). "Cyclic testing of slab-column connections with shear reinforcement", *ACI Structural Journal*, Vol. 99, No. 5, pp. 605-613. (99-S62).

Ritchie, M., and Ghali, A. (2005). "Seismic-resistant connections of edge columns with prestressed slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 314-323. (102-S32).

Ritchie, M., Ghali, A., Dilger, W., and Gayed, R. B. (2006). "Unbalanced moment resistance by shear in slab-column connection: Experimental assessment", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, pp. 74-82. (103-S09).

Ritchie, M., and Ghali, A. (2005). "Seismic-resistant connections of edge column with prestressed slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 314-323. (102-s32).

Ritchie, M., Ghali, A., Dilger, W. H., and Gayed, R. B. (2006). "Unbalanced moment resistance by shear in slab-column connections: Experimental assessment", *ACI Structural Journal*, Vol. 103, No. 1, pp. 74-82. (103-s09).

Sherif, A., and Dilger, W. H. (2000). "Test of full-scale continuous reinforced concrete flat slabs", *ACI Structural Journal*, Vol. 97, No. 3, pp. 455-467. (97-S49).

Sissakis, K., and Shamim, A. S. (2007). "Strengthening concrete slab for punching Shear with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Laminates", *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, pp. 49-59. (104-S06).

Stark, A., Binici, B., and Bayrak, O. (2005). "Seismic Upgrade of reinforced concrete slab-column connections using carbon fiber-reinforced polymers", *ACI Structural Journal*, Vol. 102, No. 2, pp. 324-333. (102-S33).

Seible, F., Ghali, A., and Dilger, W. H. (1980). "Preassembled shear reinforcing units for flat plates", *ACI Journal*, Vol. 77, No. 1, pp. 28-35. (j177-05).

Stein, T., Ghali, A., and Dilger, W. H. (2007). "Distinction between punching and flexural failure modes of flat plates", *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 3, pp. 357-365. (104-s36).

Van Der Voet, F., Dilger, W. H., and Ghali, A. (1982). "Concrete flat plates with well-anchored shear reinforcement elements", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 9, pp. 107-114. (182-011).

CAPÍTULO 5: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS EXPERIMENTALES

CONTENIDO

- 5.1 Propiedades mecánicas características
- 5.2 Definición de ciclo y repetición
- 5.3 Histéresis
- 5.4 Rigidez
- 5.5 Energía histerética disipada
- 5.6 Amortiguamiento viscoso equivalente
- 5.7 Ductilidad
- 5.8 Agrietamiento
- 5.9 Deformaciones unitarias en el acero de refuerzo
- 5.10 Fuerza lateral de falla normalizada (P_u/V_{cR})
- 5.11 Fuerza lateral teórica vs experimental
 - 5.11.1 Resistencia Experimental
 - 5.11.2 Resistencia teórica
- 5.12 Revisión del refuerzo por cortante
 - 5.12.1 Revisión del refuerzo por cortante NTC
 - 5.12.2 Revisión del refuerzo por cortante ACI318
 - 5.12.3 Comentarios del refuerzo por cortante

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 5.1 Definición de ciclo y repetición
- Figura 5.2 Diagramas de histéresis espécimen LP-02, $P_{prom}=24.38$ t.
- Figura 5.3 Diagramas de histéresis espécimen LP-03, $P_{prom}=22.44$ t.
- Figura 5.4 Diagramas de histéresis espécimen LP-04, $P_{prom}=31.54$ t.
- Figura 5.5 Diagrama de histéresis espécimen LP-05, $P_{prom}=31.70$ t.
- Figura 5.6 Diagrama de histéresis espécimen LP-06, $P_{prom}=46.87$ t.
- Figura 5.7 Envoltentes de Histéresis
- Figura 5.8 Rigidez pico a pico y energía histerética
- Figura 5.9 Degradación de rigidez espécimen LP-06
- Figura 5.10 Degradación de rigidez
- Figura 5.11 Energía Histerética Disipada [E_D]
- Figura 5.12 Energía Histerética Disipada Acumulada [E_{DA}]
- Figura 5.13 Energía Histerética Disipada promedio por repetición [E_D]
- Figura 5.14 Energía Histerética Disipada por ciclo [E_D]
- Figura 5.15 Definición de amortiguamiento viscoso equivalente, (Chopra, 2000)
- Figura 5.16 Amortiguamiento viscoso equivalente
- Figura 5.17 Amortiguamiento viscoso equivalente por ciclo, espécimen LP-06

Figura 5.18	Comportamiento elastoplástico idealizado, (Pan, 1989)
Figura 5.19	Definición de las cargas de jale y empuje en el espécimen LP-04
Figura 5.20	Agrietamiento espécimen LP02
Figura 5.21	Agrietamiento espécimen LP03
Figura 5.22	Agrietamiento espécimen LP04
Figura 5.23	Agrietamiento espécimen LP05
Figura 5.24	Agrietamiento espécimen LP06
Figura 5.25	Analogía del casetón con una caja
Figura 5.26	Patrones de grietas en las nervaduras
Figura 5.27	Influencia del ángulo de la grieta en la separación del refuerzo
Figura 5.28	Agrietamiento en las nervaduras espécimen LP-04
Figura 5.29	Histéresis y agrietamiento para $\Delta_{control}=24$ mm, LP-04
Figura 5.30	Deformación unitaria en las Galgas extensométricas (strain gages) en el refuerzo por cortante del espécimen LP-04
Figura 5.31	Deformación unitaria en la Galga del canal 50 en una barra de refuerzo por flexión en la nervadura principal en dirección Y del espécimen LP-03
Figura 5.32	Efecto de la carga gravitacional en la distorsión última
Figura 5.33	Esfuerzo cortante máximo en el concreto, (figura 2.2 NTC-Concreto)
Figura 5.34	Momento desbalanceado producido por V_t
Figura 5.35	Condiciones geométricas y de esfuerzo en barras de refuerzo por cortante curvas, (Joint ACI-ASCE Committee 421, 2008)

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 5.1	Rigideces por ciclo para el espécimen LP-06
Tabla 5.2	Rigideces normalizadas del espécimen LP-06
Tabla 5.3	Energía Histerética disipada por ciclo, Especimen LP-06
Tabla 5.4	Amortiguamiento viscoso equivalente, LP-06
Tabla 5.5	Ductilidad
Tabla 5.6	Deformaciones unitarias máximas en el acero de refuerzo por cortante
Tabla 5.7	Resumen de resultados
Tabla 5.8	Fuerza cortante resistente del concreto, NTC y ACI318
Tabla 5.9	Carga de falla normalizada (P_u/V_{CR})
Tabla 5.10	Fuerza lateral resistente
Tabla 5.11	Fuerza lateral teórica NTC
Tabla 5.12	Fuerza lateral teórica ACI
Tabla 5.13	Fuerza lateral normalizada (experimental / teórica)
Tabla 5.14	Valores de Ω para que la Fuerza lateral experimental=teórica
Tabla 5.15	Sobre resistencia cuando $\Omega=1.45$
Tabla 5.16	Esfuerzo cortante debido a la fuerza lateral V_t NTC
Tabla 5.17	Fuerza que debe tomar el acero de refuerzo P_{SR} NTC
Tabla 5.18	Separación del refuerzo por cortante s calculado con las NTC
Tabla 5.19	Esfuerzo cortante máximo debido a la fuerza lateral V_t ACI
Tabla 5.20	Fuerza que debe tomar el acero de refuerzo P_{SR} ACI
Tabla 5.21	Separación del refuerzo por cortante s calculado con las ACI

Tabla 5.22 Comparación de la separación requerida por resistencia y real

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 5.1	Amortiguamiento viscoso equivalente
Ecuación 5.2	Ductilidad
Ecuación 5.3	Fuerza cortante resistente
Ecuación 5.4	Esfuerzo cortante resistente NTC
Ecuación 5.5	Fuerza cortante resistente reglamento ACI318
Ecuación 5.6	Fuerza cortante resistente, despreciando la componente vertical del presfuerzo, ACI
Ecuación 5.7	Cortante resistente
Ecuación 5.8	Esfuerzo cortante resistente reglamento ACI318
Ecuación 5.9	Propuesta para calcular el esfuerzo cortante resistente NTC
Ecuación 5.10	Esfuerzo cortante actuante en una columna central con momento desbalanceado
Ecuación 5.11	Definición del Momento desbalanceado
Ecuación 5.12	Esfuerzo cortante actuante debido a una carga lateral
Ecuación 5.13	Fuerza lateral resistente
Ecuación 5.14	Esfuerzo cortante que resiste el concreto cuando se coloca refuerzo NTC
Ecuación 5.15	Límite superior del esfuerzo cortante que resiste el concreto cuando se coloca refuerzo NTC
Ecuación 5.16	Esfuerzo cortante que resiste el concreto cuando se coloca refuerzo ACI
Ecuación 5.17	Límite superior del esfuerzo cortante que resiste el concreto cuando se coloca refuerzo ACI
Ecuación 5.18	Parámetro para determinar la fuerza que resiste el concreto
Ecuación 5.19	Fuerza cortante actuante para el cálculo del refuerzo por cortante
Ecuación 5.20	Definición de la fuerza cortante que resiste la conexión losa columna
Ecuación 5.21	Fuerza cortante que debe resistir el refuerzo por cortante
Ecuación 5.22	Fórmula para calcular la separación del refuerzo.
Ecuación 5.23	Fórmula para calcular la separación del refuerzo NTC
Ecuación 5.24	Fórmula para calcular la separación incluyendo un factor de eficiencia
Ecuación 5.25	Fórmula para calcular la separación considerando un factor de eficiencia de 0.85.

5.1 Propiedades mecánicas características

Se calcularon algunas de las propiedades mecánicas representativas de la conexión, que permiten describir su comportamiento ante un evento sísmico.

Las propiedades de interés que permiten describir el comportamiento son los ciclos de histéresis, la rigidez del ciclo, la energía histerética disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente, y la ductilidad. Se hace una breve descripción de la forma en que se determinaron las características mencionadas.

5.2 Definición de ciclo y repetición.

Para aportar claridad en las explicaciones, conviene introducir algunas definiciones. En primer término, ciclo se usa para describir un lazo de histéresis completo (figura 5.1). Para un lazo de histéresis se parte de una carga cero (punto 1 en la figura 5.1; el desplazamiento inicial de este punto puede ser distinto de cero, cuando hay deformaciones permanentes, y se incrementa en dirección positiva hasta que el nodo de control (ver figura 4.37) alcanza el desplazamiento objetivo $+\Delta_{\text{control}}$ (punto 2 en la figura 5.1), se mantiene sostenida la carga por 2 minutos y luego se descarga (punto 3 en la figura 5.1, el desplazamiento no necesariamente es cero). Posteriormente se aplica la carga en dirección negativa y se incrementa hasta que el nodo de control alcanza el desplazamiento objetivo $-\Delta_{\text{control}}$ (punto 4 en la figura 5.1), se mantiene sostenida la carga por 2 minutos y luego se descarga (punto 5 en la figura 5.1, el desplazamiento no necesariamente es cero). En la figura 5.1 se muestra la definición de ciclo de forma gráfica.

Para tener mayor confianza en los resultados obtenidos, se buscó poder repetir los valores alcanzados. Repetición es el conjunto de ciclos que tienen el mismo desplazamiento objetivo para el nodo de control; en la figura 5.1 se muestra la definición también de forma gráfica. Durante las pruebas, la mayoría de las repeticiones tienen 4 ciclos; sin embargo, cuando los desplazamientos fueron muy grandes, se decidió emplear sólo un ciclo para cada repetición debido a que algunos de esos valores ya no eran representativos del comportamiento porque el espécimen ya había fallado; la duración de la prueba también influyó en esta decisión.

Para poder referirnos a un ciclo en particular, se introduce la siguiente notación K_{ij} , donde el subíndice i nos indica el número de ciclo y el subíndice j el número de repetición, por ejemplo K_{32} significa que es el tercer ciclo de la segunda repetición.

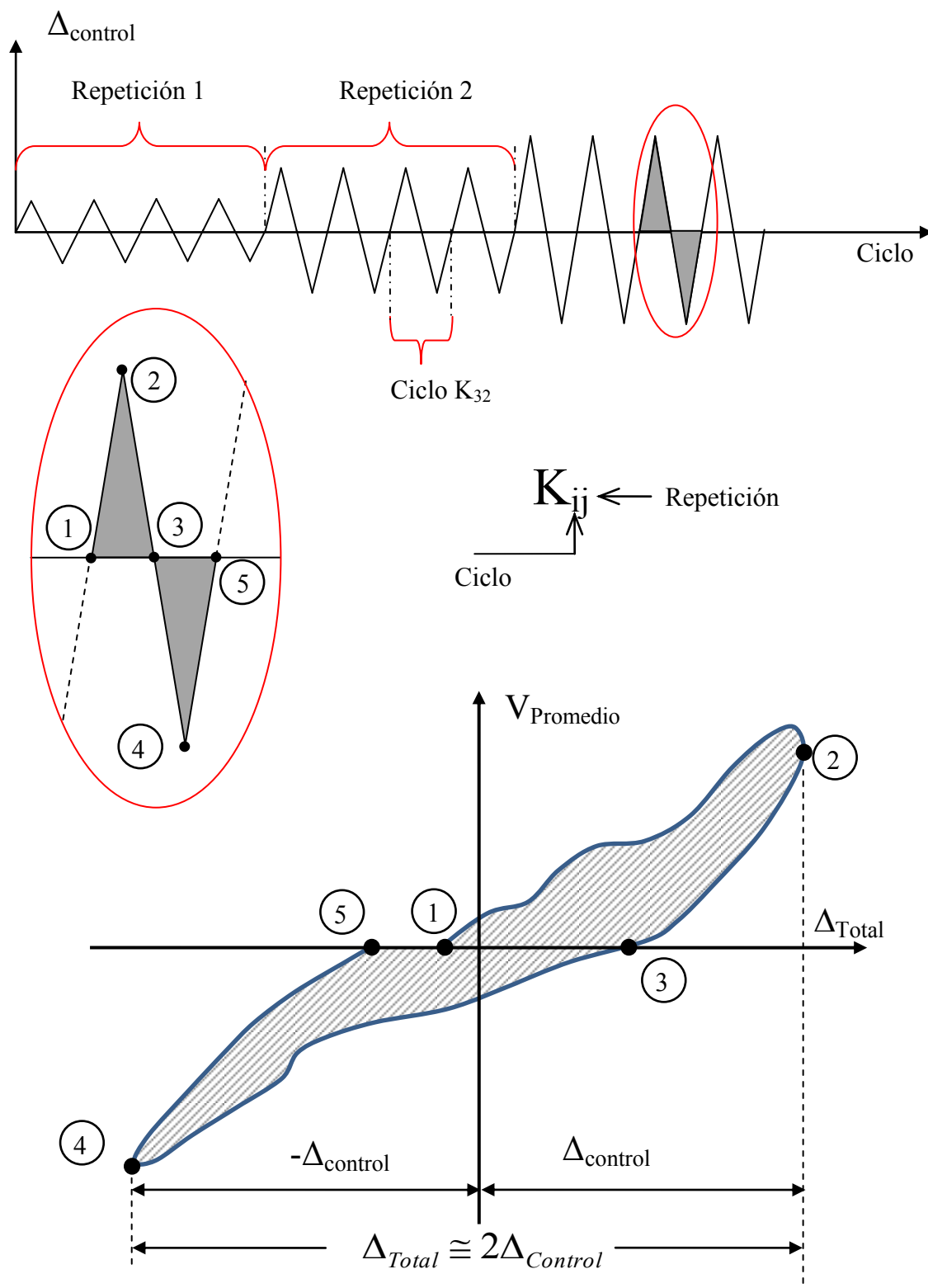


Figura 5.1 Definición de ciclo y repetición

5.3 Histéresis

El ciclo de histéresis es una representación de la fuerza aplicada versus el desplazamiento correspondiente en el nodo de control. En el caso de la conexión, el desplazamiento de interés es el relativo entre los dos extremos de las columnas, definido en la figura 4.37 como Δ_{TOTAL} . La fuerza lateral es el promedio de las fuerzas aplicadas en los extremos para lograr el desplazamiento en esa dirección. En la figura 4.37 es la fuerza V_c , que no debe confundirse con el cortante aplicado a la conexión que en la misma figura se representa por la letra P . En este estudio, para determinar si la conexión, tiene la capacidad de deformación adecuada, se emplea el desplazamiento normalizado, es decir, la distorsión (Δ_{TOTAL}/h), para poder comparar con los límites establecidos en la normativa del Distrito Federal (NTC-Sismo, 2004).

En las figuras 5.2 a 5.6 se muestran los diagramas de histéresis de los 5 especímenes ensayados. Puede observarse que, en todos los casos, los ciclos son estables, en ninguno hay una caída súbita de la resistencia o de la rigidez. Para determinar la influencia debida al tipo de refuerzo empleado, el espécimen LP-02, reforzado con estribos, se compara con los otros especímenes reforzados con pernos.

En el espécimen LP-02 (figura 5.2), una vez que se alcanza la resistencia máxima, ésta se mantiene prácticamente constante en los ciclos subsecuentes en las dos direcciones (jale y empuje). Este espécimen se reforzó con estribos y su comportamiento es un poco diferente a los otros especímenes reforzados con pernos conectores de cortante.

Las diferencias entre los especímenes LP-02 y LP-03 son: el tipo de refuerzo, estribos en el primero y pernos en el segundo, y la separación del refuerzo por cortante, 9 y 11 cm respectivamente. Aunque se sometieron a una carga gravitacional similar ($P_{LP-02}=24.38$ t y $P_{LP-03}=22.44$ t), puede observarse (ver figura 5.7) que el espécimen LP-02 alcanza una mayor resistencia debido a una separación menor (ver tabla 4.1). En ambos casos una vez que se alcanza la fuerza lateral máxima, la pérdida de resistencia es gradual.

Si se comparan a los especímenes LP-02 y LP-04, que tienen la misma separación en el refuerzo (9 cm, ver tabla 4.1) pero distinto valor de la carga axial aplicada ($P_{LP-02}=24.38$ t y $P_{LP-03}=31.54$ t), se aprecia que ante una carga gravitacional mayor, el valor de la carga lateral resistente, medida experimentalmente, disminuye (ver figura 5.7).

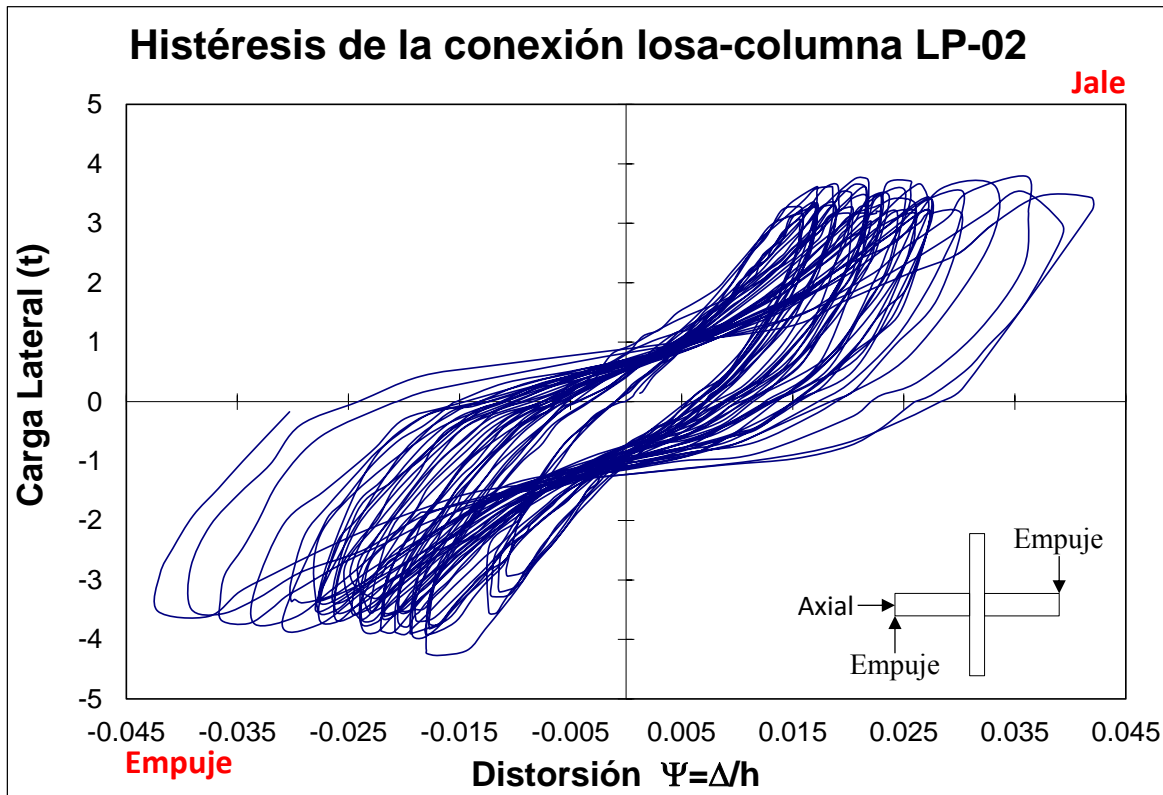


Figura 5.2 Diagramas de histéresis espécimen LP-02, $P_{prom}=24.38$ t.

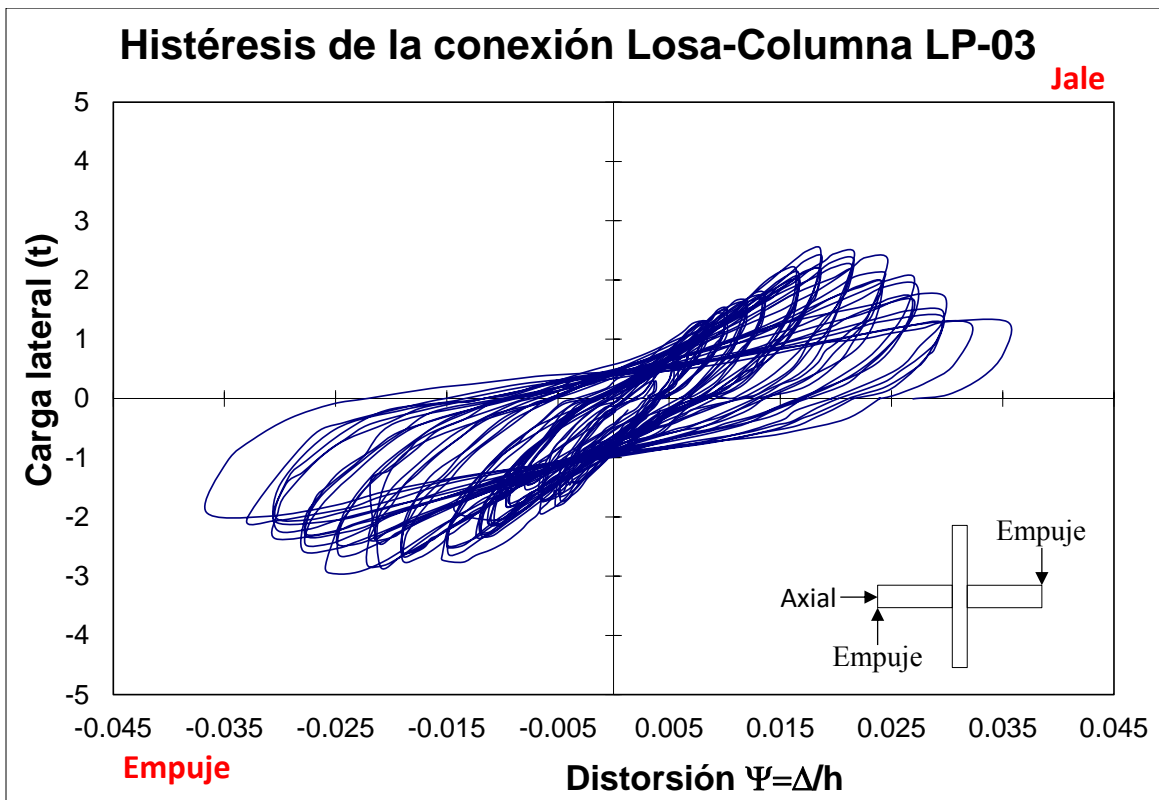


Figura 5.3 Diagramas de histéresis espécimen LP-03, $P_{prom}=22.44$ t.

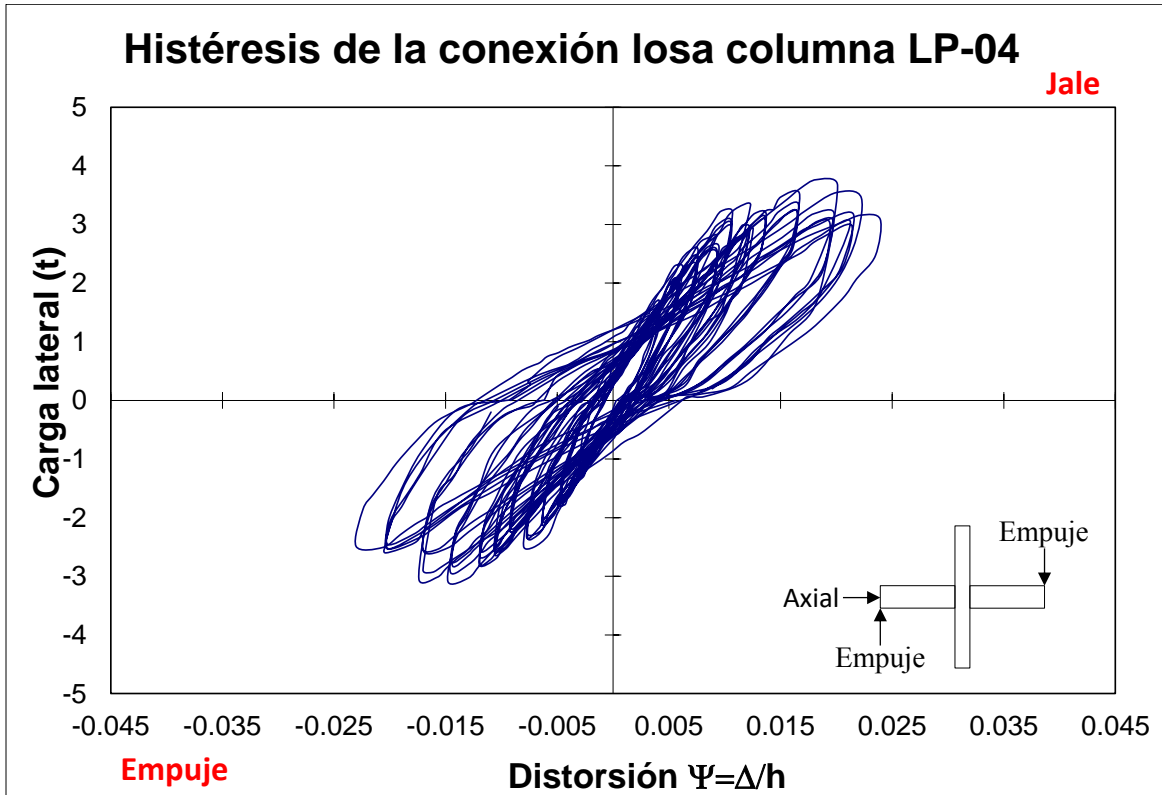


Figura 5.4 Diagramas de histéresis espécimen LP-04, $P_{prom}=31.54$ t.

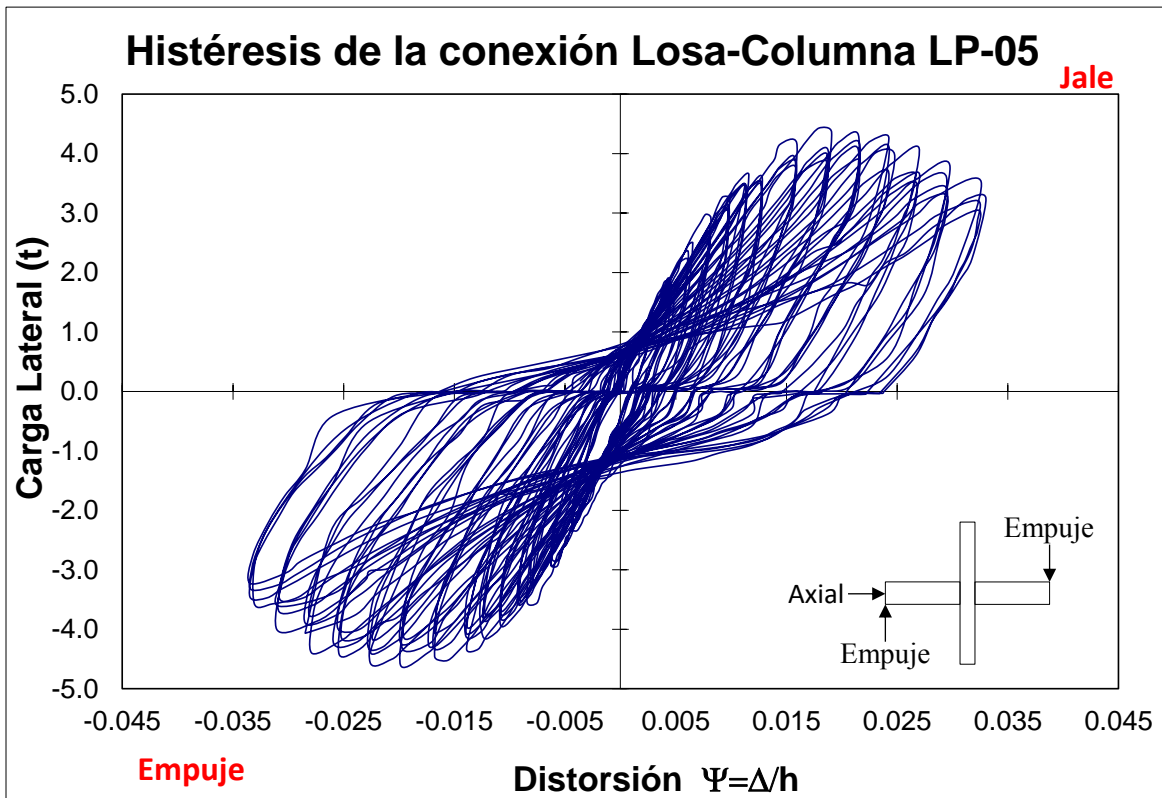


Figura 5.5 Diagrama de histéresis espécimen LP-05, $P_{prom}=31.70$ t.

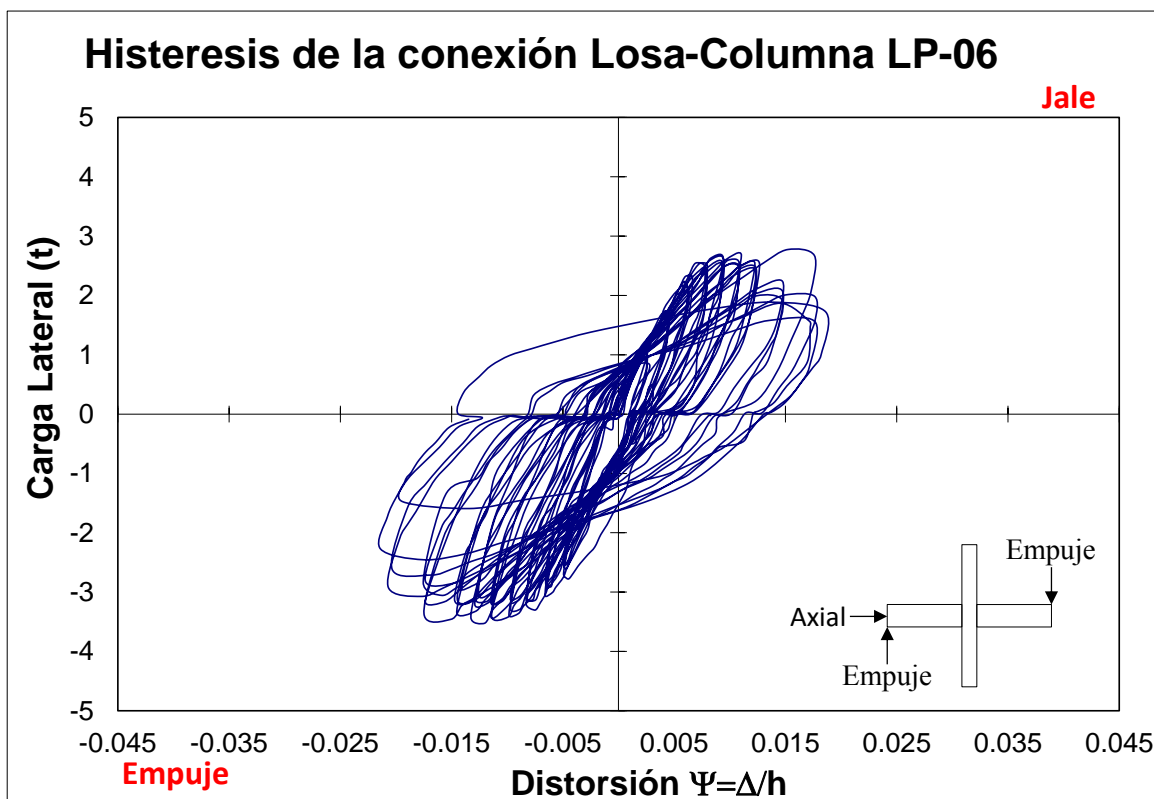


Figura 5.6 Diagrama de histéresis espécimen LP-06, $P_{prom}=46.87$ t.

Cuando se compara el comportamiento del espécimen LP-02 con el espécimen LP-05 debe tenerse en cuenta que las dimensiones y el refuerzo son diferentes. La nervadura principal del espécimen LP-05 en la dirección de los desplazamientos tiene un ancho de 60 cm y tres líneas de pernos con una separación de 9 cm (ver figura 4.26 y la tabla 4.1) y el espécimen LP-02 tiene un ancho de nervadura de 30 cm con estribos cerrados de dos piernas separados a cada 9 cm (ver figura 4.26 y la tabla 4.1). Es decir, la separación del refuerzo es la misma, pero el número de piernas o ramas de los estribos es menor en el espécimen LP-02. La carga gravitacional es mayor en el espécimen LP-05 ($P_{LP-02}=24.38$ t y $P_{LP-05}=31.7$ t). Aun así, la carga lateral resistente es mayor debido a que la resistencia del concreto y el refuerzo son mayores que en el espécimen LP-02. Tomando en consideración los patrones de agrietamiento del espécimen LP-05, se considera que éste falló en flexión y no en cortante.

Las características geométricas y de refuerzo por flexión del espécimen LP-06 son las mismas que las del espécimen LP-05; sin embargo, la separación del refuerzo por cortante es de 7 cm (ver figura 4.26 y la tabla 4.1). El espécimen LP-06 es al que se le aplica la mayor carga gravitacional ($P_{LP-06}=46.87$ t), casi el doble que al espécimen LP-02 ($P_{LP-02}=24.38$ t). La resistencia ante carga lateral y el desplazamiento lateral de falla disminuyen si se compara con el espécimen LP-02.

En los diagramas de histéresis (ver figuras 5.2 a 5.6) se aprecia un claro adelgazamiento alrededor de la carga lateral cero (pinching). Este fenómeno implica (o indica) que en los ciclos se disipa poca energía.

Cada uno de los especímenes representa una combinación distinta de refuerzo y carga gravitacional aplicada para estudiar el comportamiento de la conexión. Sin embargo, cuando se comparan dos especímenes sujetos a la misma carga gravitacional, es claro que entre mayor refuerzo transversal se coloque, mayor será la carga lateral requerida para que falle el espécimen. En este caso, comparamos al espécimen LP-04 y al LP05, que tienen cargas gravitacionales similares ($P_{LP-04}=31.54 \text{ t}$ y $P_{LP-05}=31.7 \text{ t}$ respectivamente) y la misma separación del refuerzo aunque en distinta cantidad, 2 y 3 líneas de perno respectivamente (ver figura 4.26). Al analizar la figura 5.7, se aprecia que la resistencia del espécimen LP-05 es mayor, y tiene una variación más suave que la envolvente del espécimen LP-02.

La figura 5.7 muestra las envolventes de las curvas de histéresis. En la gráfica se colocan los límites de desplazamiento de diseño considerando la altura de entrepiso (distorciones de 0.006 y 0.012, sección 1.8 NTC-Sismo, 2004). Puede observarse que en todos los casos, la resistencia máxima se presenta más allá de los límites empleados en el diseño, por lo que las disposiciones de diseño conducen a resultados conservadores.

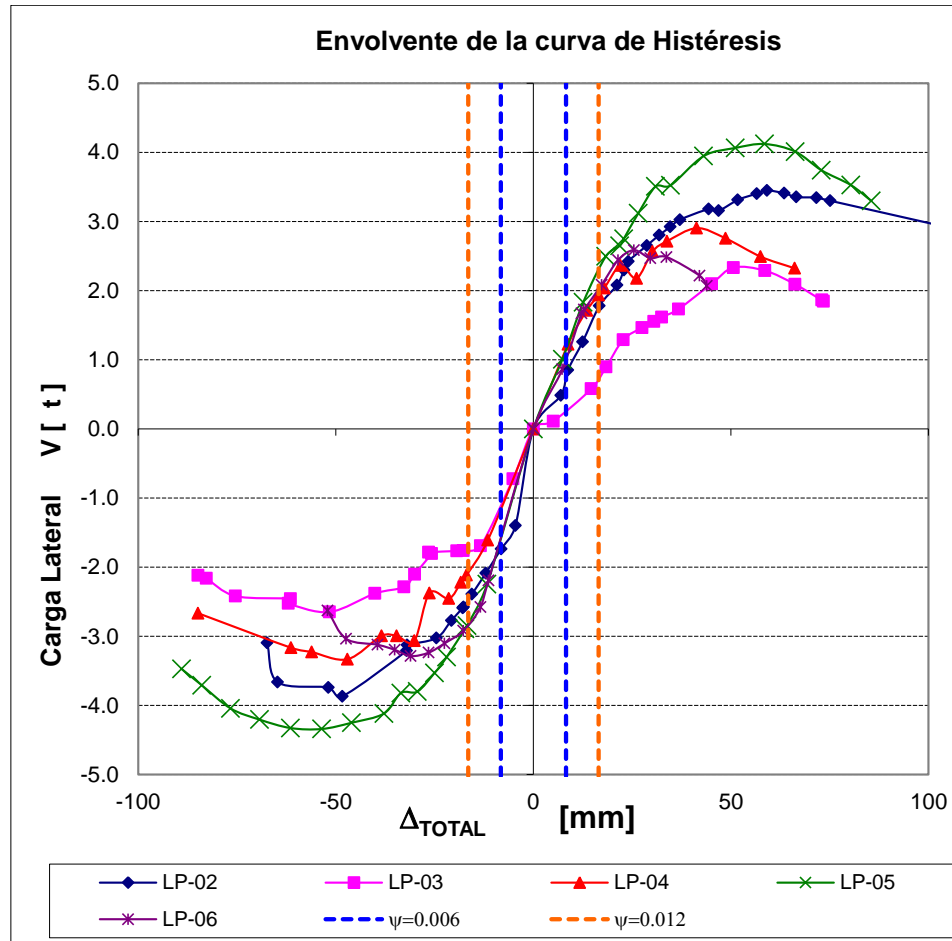


Figura 5.7 Envoltentes de Histéresis

5.4 Rigidez

La rigidez pico a pico se define como la pendiente del diagrama fuerza lateral promedio vs desplazamiento total (Chopra, 2000), como se muestra en la figura 5.8. La rigidez K se determina uniendo los puntos de máximo desplazamiento en el ciclo mediante una línea recta; la pendiente de la línea, calculada como la diferencia entre las fuerzas cortantes dividida entre la diferencia de desplazamientos, es la rigidez del ciclo.

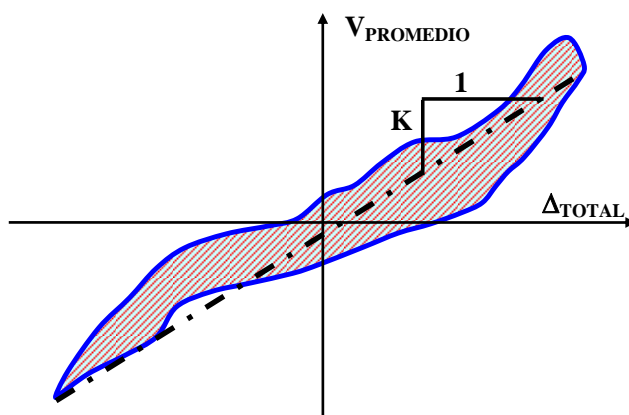


Figura 5.8 Rigidez pico a pico y energía histerética

Para poder comparar cómo se degrada la rigidez en los especímenes, se emplean las rigideces normalizadas respecto al valor máximo.

En la tabla 5.1 se muestran los valores de las rigideces sin normalizar K_{ij} para 14 repeticiones. En las primeras 9, se tuvieron 4 ciclos por repetición, y en las 4 últimas, solamente un ciclo por repetición. En el último renglón de la tabla se muestran los valores máximos de cada ciclo en las 14 repeticiones, K_{imax} . Y en la última columna se muestran las rigideces promedio, K_{pj} , en cada repetición. Las rigideces normalizadas, mostradas en la tabla 5.2, se obtienen para cada ciclo y repetición como el cociente K_{ij}/K_{imax} , o sea, como

la rigidez sin normalizar dividida entre la rigidez máxima del ciclo correspondiente. Por ejemplo, la rigidez normalizada del segundo ciclo en la cuarta repetición, sería el cociente $0.120/0.174=0.69$. De la misma manera se calcularon las rigideces promedio de cada repetición como el cociente K_{pj}/K_{pmax} .

En la figura 5.9 se muestran las rigideces normalizadas de ciclo y repetición, y promedios, para el espécimen LP-06 y se muestran también los desplazamientos asociados a las distorsiones límite de diseño (NTC-Sismo, 2004). Se puede apreciar en esta gráfica que las rigideces normalizadas de los ciclos de una misma repetición son muy parecidas. Esto puede interpretarse como un signo de confiabilidad de los ensayos, ya que teóricamente no debe haber ninguna diferencia. Desde luego las rigideces promedio de repetición también son muy semejantes a las de los ciclos correspondientes a esa repetición.

Se puede observar, en la figura 5.9, para el ciclo 1, que el valor de la primera repetición es menor que el de la segunda, lo que parecería una contradicción pues en lugar de degradarse la rigidez, ésta aumenta. La explicación de este comportamiento se debe a que hubo un reacomodo de las piezas que forman el marco de cargas y los tornillos que mantienen en posición al marco frontal se apretaron. Al hacerlo, se tuvo un cambio de la rigidez aparente del espécimen.

De manera similar se han preparado tablas y gráficas de los otros especímenes, que no se muestran en este capítulo para facilitar su lectura, pero que pueden consultarse en el apéndice F. La gráfica que si se muestra en la de los promedios para cada espécimen (ver figura 5.10)

Tabla 5.1 Rigideces por ciclo para el espécimen LP-06

Repetición	Δ_{control}	K_{1j}	K_{2j}	K_{3j}	K_{4j}	K_{pj}
	mm	[t/mm]	[t/mm]	[t/mm]	[t/mm]	[t/mm]
1	4	0.136	0.174	0.176	0.173	0.165
2	6	0.155	0.156	0.153	0.152	0.154
3	8	0.128	0.131	0.134	0.123	0.129
4	10	0.121	0.120	0.117	0.115	0.118
5	12	0.107	0.106	0.101	0.102	0.104
6	14	0.091	0.090	0.083	0.086	0.088
7	16	0.080	0.076	0.076	0.074	0.077
8	20	0.063	0.062	0.055	0.054	0.059
9	24	0.043	0.040	0.036	0.031	0.037
10	28	0.017				0.017
11	32	0.019				0.019
12	40	0.016				0.016
13	52	0.012				0.012
14	60	0.010				0.010
Máximo		0.155	0.174	0.176	0.173	0.165

Tabla 5.2 Rigideces normalizadas del espécimen LP-06

Repetición	Δ_{control}	$K_{\text{normalizada}}$				
	mm	$K_{1j} / K_{1\text{máx}}$	$K_{2j} / K_{\text{máx}}$	$K_{3j} / K_{\text{máx}}$	$K_{4j} / K_{\text{máx}}$	$K_{pj} / K_{\text{máx}}$
1	4	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00
2	6	1.00	0.90	0.87	0.88	0.93
3	8	0.83	0.76	0.76	0.71	0.78
4	10	0.78	0.69	0.67	0.66	0.72
5	12	0.69	0.61	0.58	0.59	0.63
6	14	0.59	0.52	0.47	0.50	0.53
7	16	0.52	0.44	0.43	0.43	0.47
8	20	0.41	0.35	0.31	0.31	0.36
9	24	0.28	0.23	0.21	0.18	0.23
10	28	0.11				0.11
11	32	0.12				0.12
12	40	0.10				0.10
13	52	0.08				0.07
14	60	0.06				0.06

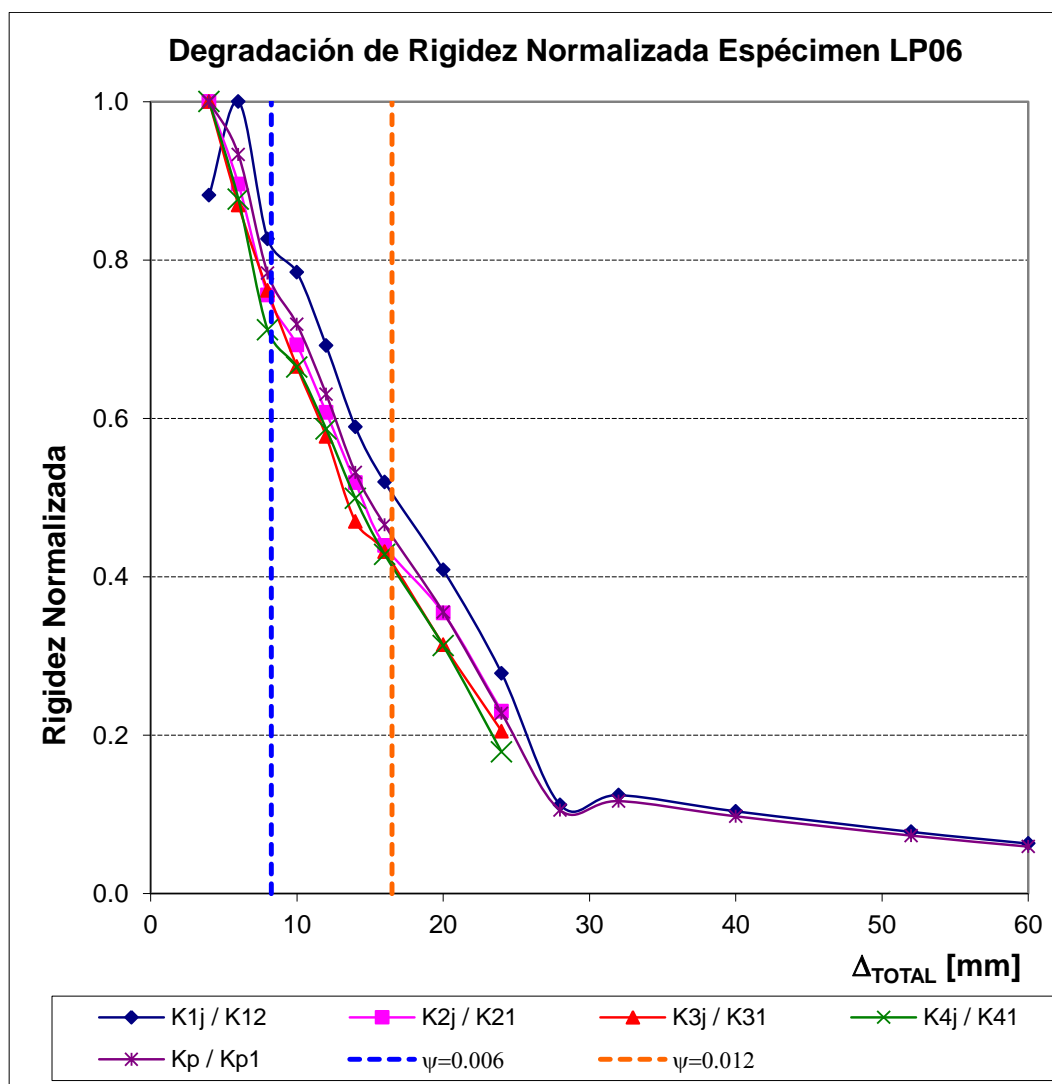


Figura 5.9 Degradación de rigidez normalizada. Espécimen LP-06

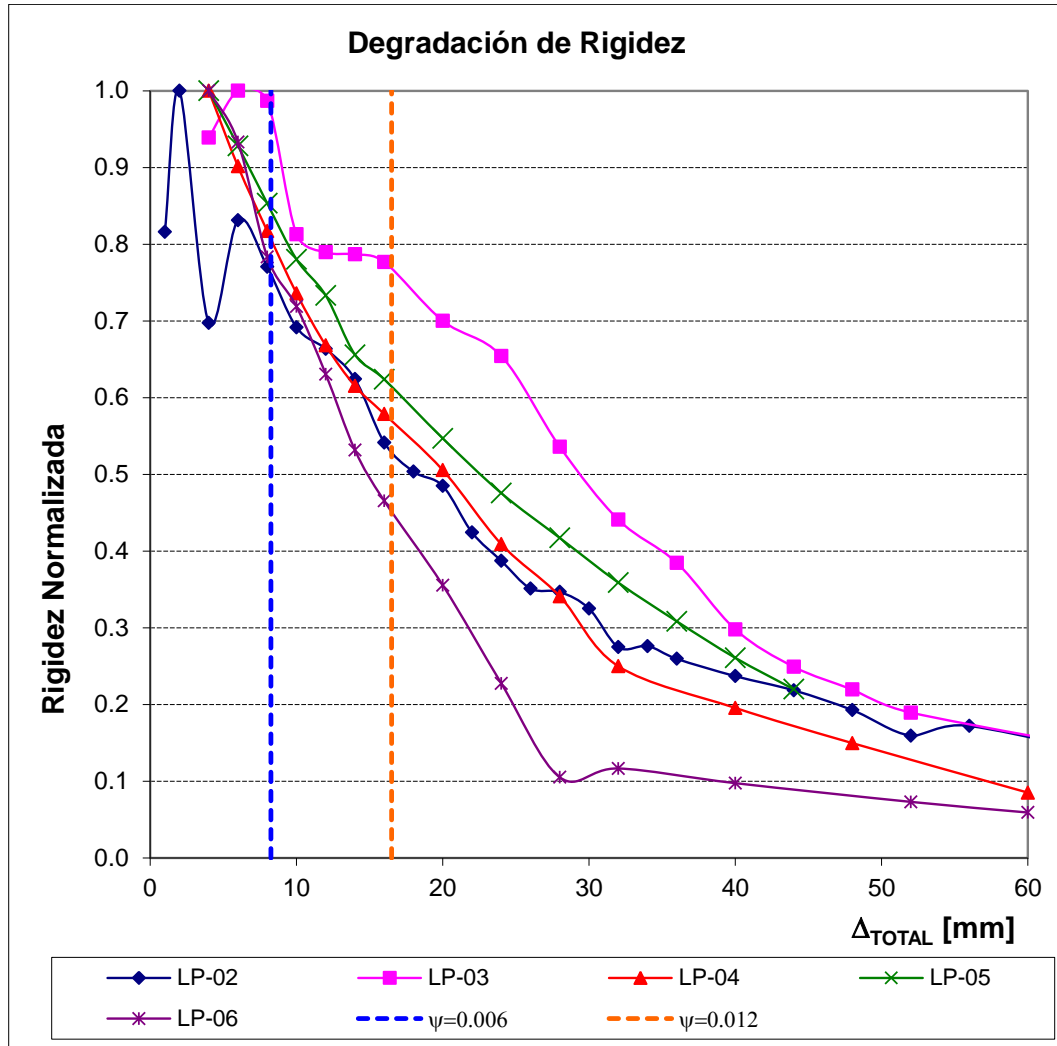


Figura 5.10 Degradación de rigidez. (Valores promedio por ciclo)

Nótese que para los especímenes LP-02 y LP-03, la rigidez máxima se presenta en la segunda repetición y fue la que se empleó como referencia para normalizar la gráfica. La caída súbita en la rigidez normalizada en la tercer repetición puede atribuirse a un reacomodo de la pieza en el marco de pruebas. De hecho si se retira ese punto, la gráfica se suaviza. (Especímen LP-02).

Cuando se comparan las curvas de los especímenes LP-02 y LP-03, que tienen la misma carga gravitacional aplicada y las mismas dimensiones, se observa que el elemento con los pernos conectores de cortante (LP-03) tiene una rápida degradación de rigidez en los primeros ciclos; sin embargo, una vez que se alcanza el límite de distorsión del 1.2%, la degradación de rigidez es gradual y de hecho actúa como límite superior para los demás especímenes como puede verse en la figura 5.9.

El espécimen LP-06, que es el que se sometió a una mayor carga axial, presenta la mayor degradación de rigidez. Una vez que ha perdido el 90% de la rigidez, pareciera tener

una ligera recuperación debida al ajuste de los pernos en el marco de respaldo. El espécimen LP-06 es el que tiene la menor rigidez normalizada al final de la prueba.

5.5 Energía histerética disipada

La energía histerética disipada se calcula para cada ciclo y se define como el área contenida en la curva “Fuerza cortante promedio” vs “Desplazamiento total”. En la figura 5.8 es el área sombreada.

La figura 5.11 muestra cómo se disipó la energía histerética. En la gráfica se muestra el valor de la energía histerética disipada por repetición. Los especímenes en que se muestra una caída súbita de la disipación de energía se debe a que pasan de 4 ciclos por repetición a sólo un ciclo. El espécimen LP-05 no muestra esa caída, debido a que en todas las repeticiones se tuvieron 4 ciclos, aunque el máximo valor de desplazamiento al que se llevó el nodo de control (Δ_{control}) fue el menor de todos los especímenes.

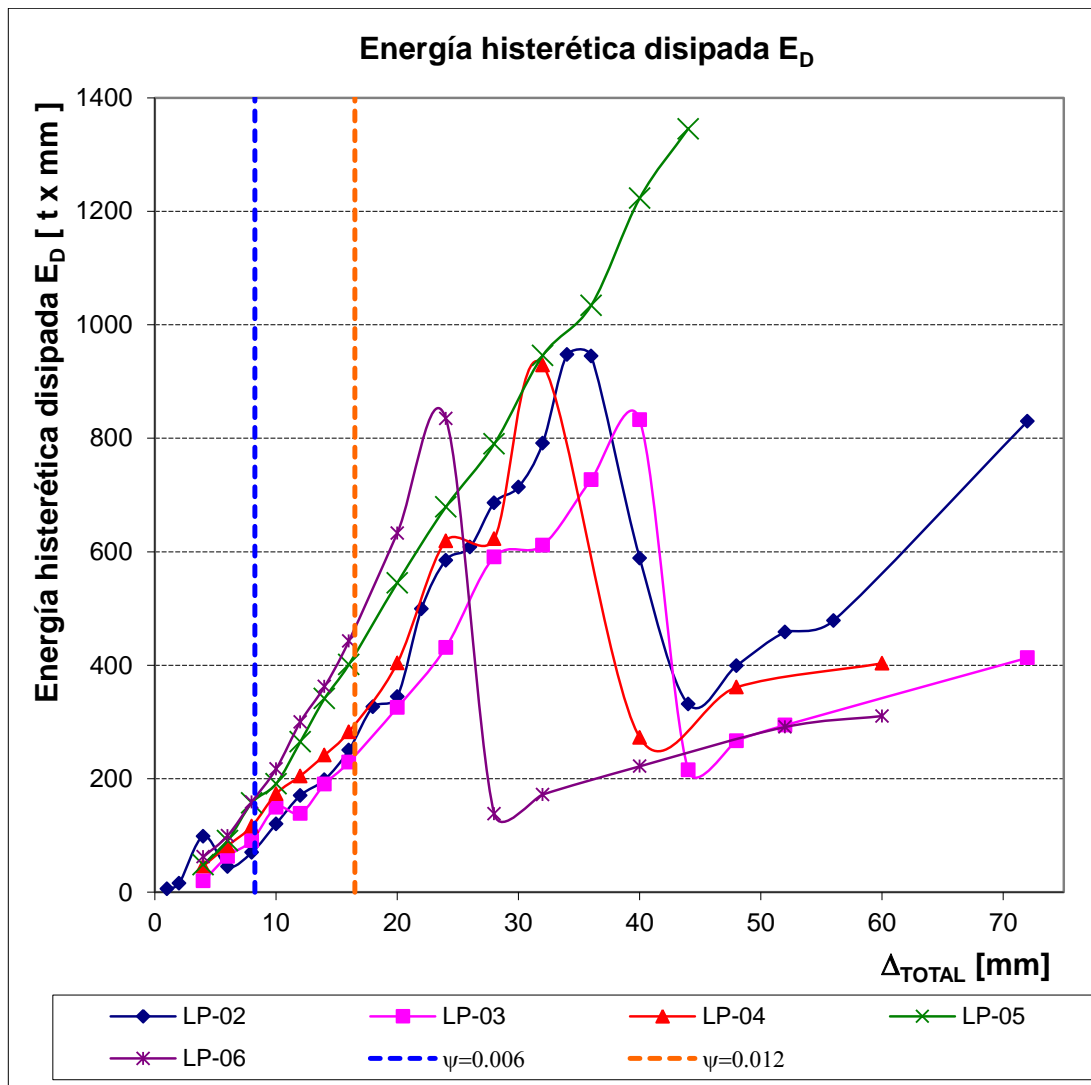


Figura 5.11 Energía Histerética Disipada [E_D]

En la figura 5.12, se muestra la energía histerética disipada acumulada. Dentro de los límites de distorsión de las NTC2004, se aprecia que los especímenes con nervaduras principales más anchas (LP-05 y LP-06), disipan más energía. Sin embargo, se puede observar que conforme aumentan los desplazamientos en el nodo de control, el espécimen con estribos disipa cada vez más energía y llega a disipar incluso más que los especímenes con nervaduras más anchas (considerando el mismo número de ciclos por repetición).

Los cambios en las pendientes de los especímenes LP-02, LP-03, LP-04 y LP-06, se deben a que el número de ciclos por repetición pasa de 4 a 1.

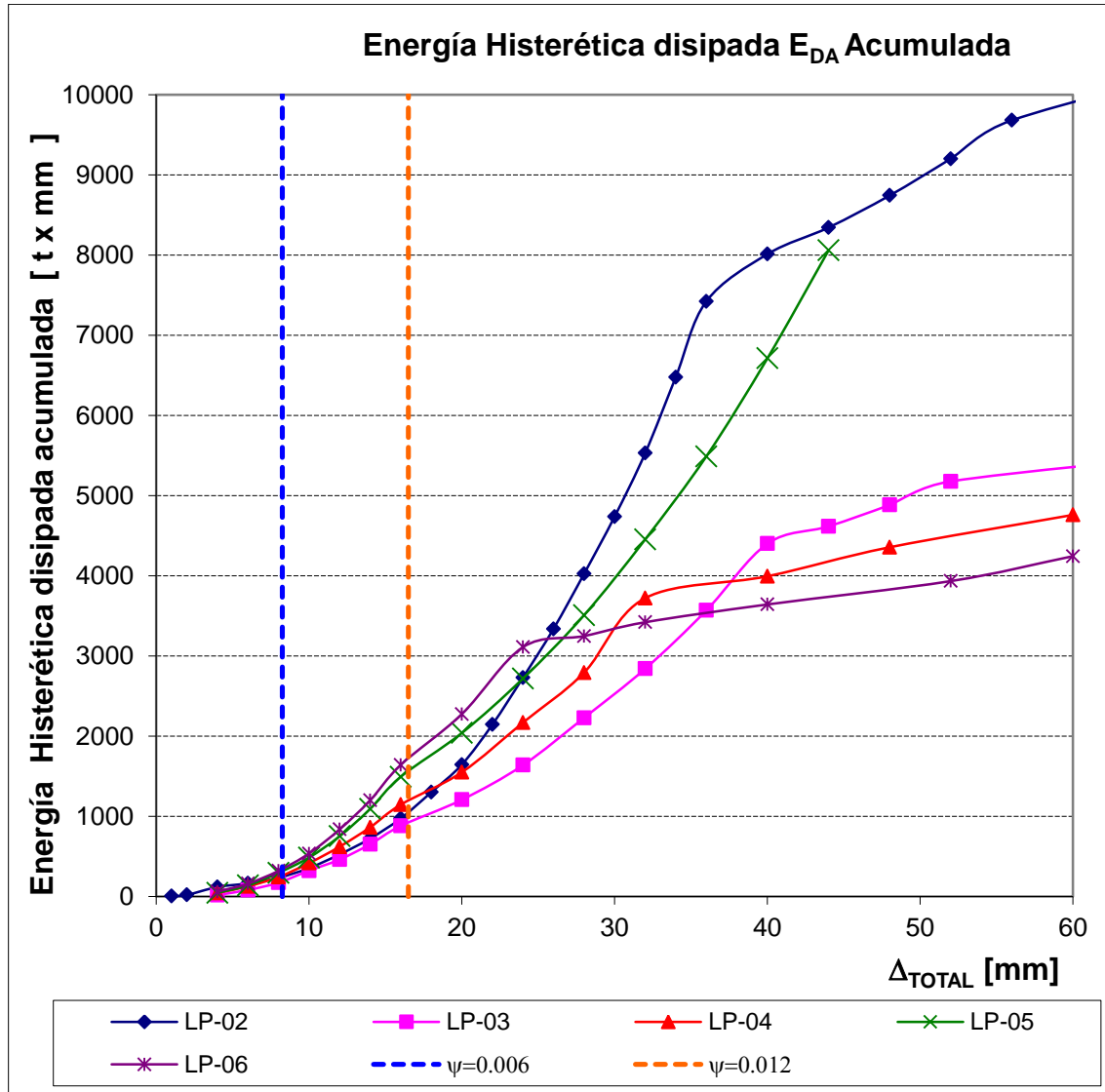


Figura 5.12 Energía Histerética Disipada Acumulada [E_{DA}]

La figura 5.13 muestra la energía disipada promedio por repetición, que es una comparación más justa debido a que no influye el número de ciclos en cada repetición. Puede observarse que dentro de los límites de distorsión del reglamento, la energía

disipada promedio para los especímenes con nervaduras más anchas (LP-05 y LP-06), es mayor que para el resto.

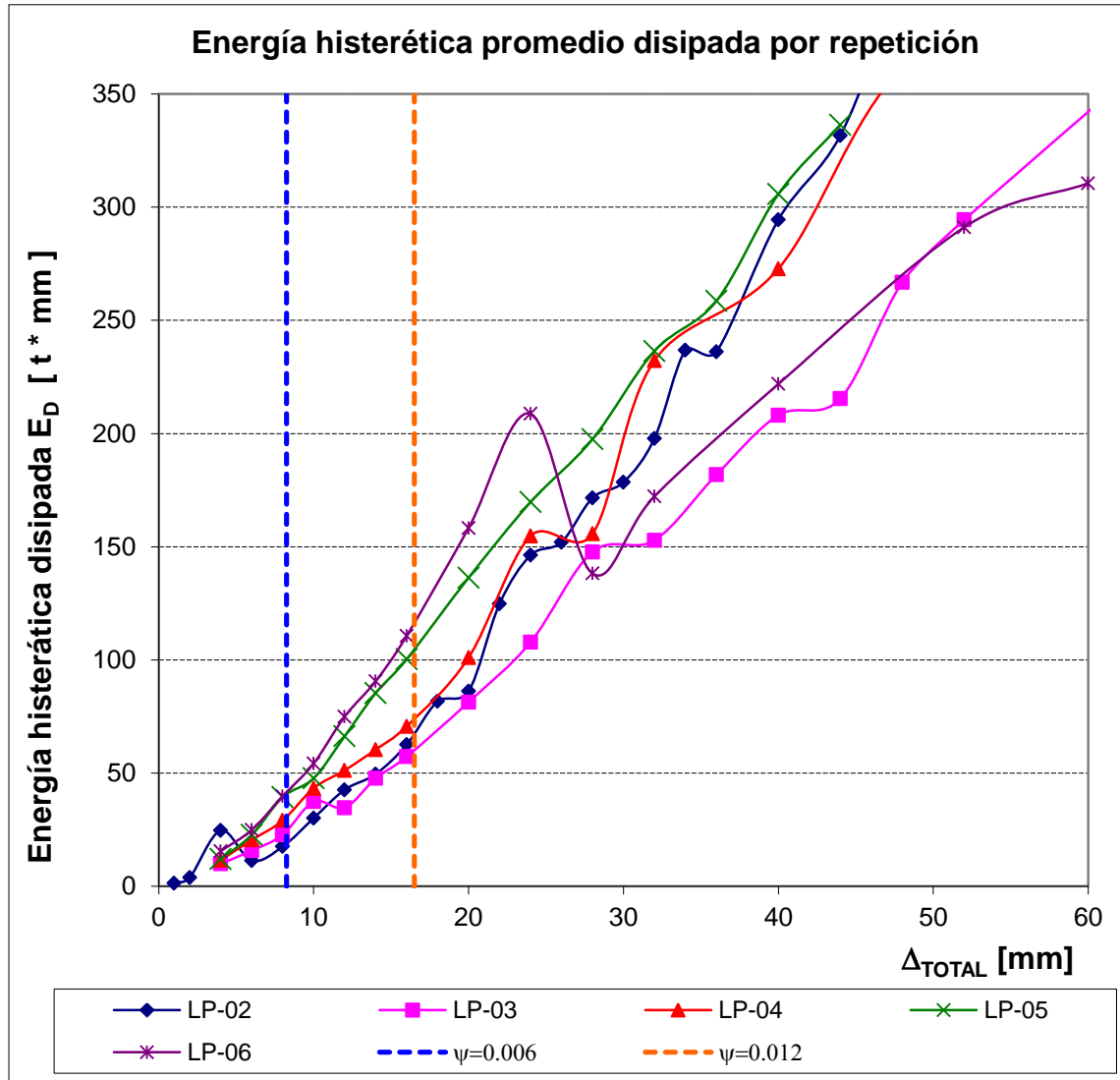


Figura 5.13 Energía Histerética Disipada promedio por repetición [E_D]

La información también puede organizarse en forma tabular (similar a la rigidez). La tabla 5.3 muestra la energía disipada por ciclo para el espécimen LP06. La energía disipada por un ciclo se representa como E_{ij} , donde i es el número de ciclo y j el número de repetición, por lo que $E_{32}=24.27$ t*mm es la energía disipada por el tercer ciclo de la segunda repetición.

La figura 5.14 muestra la forma en que se disipa la energía por ciclo para el espécimen LP-06. La energía disipada por el ciclo 1, es ligeramente mayor que para los otros ciclos, pero con valores muy similares. Después del desplazamiento de 24 mm en el nodo de control, se tiene una caída súbita en la cantidad de energía que se disipa. Sin embargo, en las repeticiones subsecuentes, vuelve a incrementarse la energía disipada. El desplazamiento de 24 mm en el nodo de control está asociado con un aumento importante

en el espesor de las grietas en el espécimen LP-06, lo que podría explicar que en el siguiente ciclo de desplazamiento se disipe menos energía.

Tabla 5.3 Energía Histerética disipada por ciclo, Espécimen LP-06

Repetición	$\Delta_{control}$ mm	Energía Histerética Disipada				
		E_{1j} [t*mm]	E_{2j} [t*mm]	E_{3j} [t*mm]	E_{4j} [t*mm]	$E_{promedio}$ [t*mm]
1	4	23.80	13.36	13.41	11.74	15.58
2	6	30.58	24.05	24.27	20.75	24.91
3	8	40.74	39.84	41.71	36.94	39.81
4	10	55.97	56.58	52.86	51.78	54.30
5	12	80.07	79.06	70.05	70.74	74.98
6	14	94.39	88.43	90.98	88.57	90.59
7	16	114.40	113.77	107.99	106.25	110.60
8	20	191.85	141.70	152.20	147.24	158.25
9	24	202.71	203.22	212.36	216.64	208.73
10	28	138.20				138.20
11	32	172.21				172.21
12	40	221.88				221.88
13	52	291.12				291.12
14	60	310.56				310.56

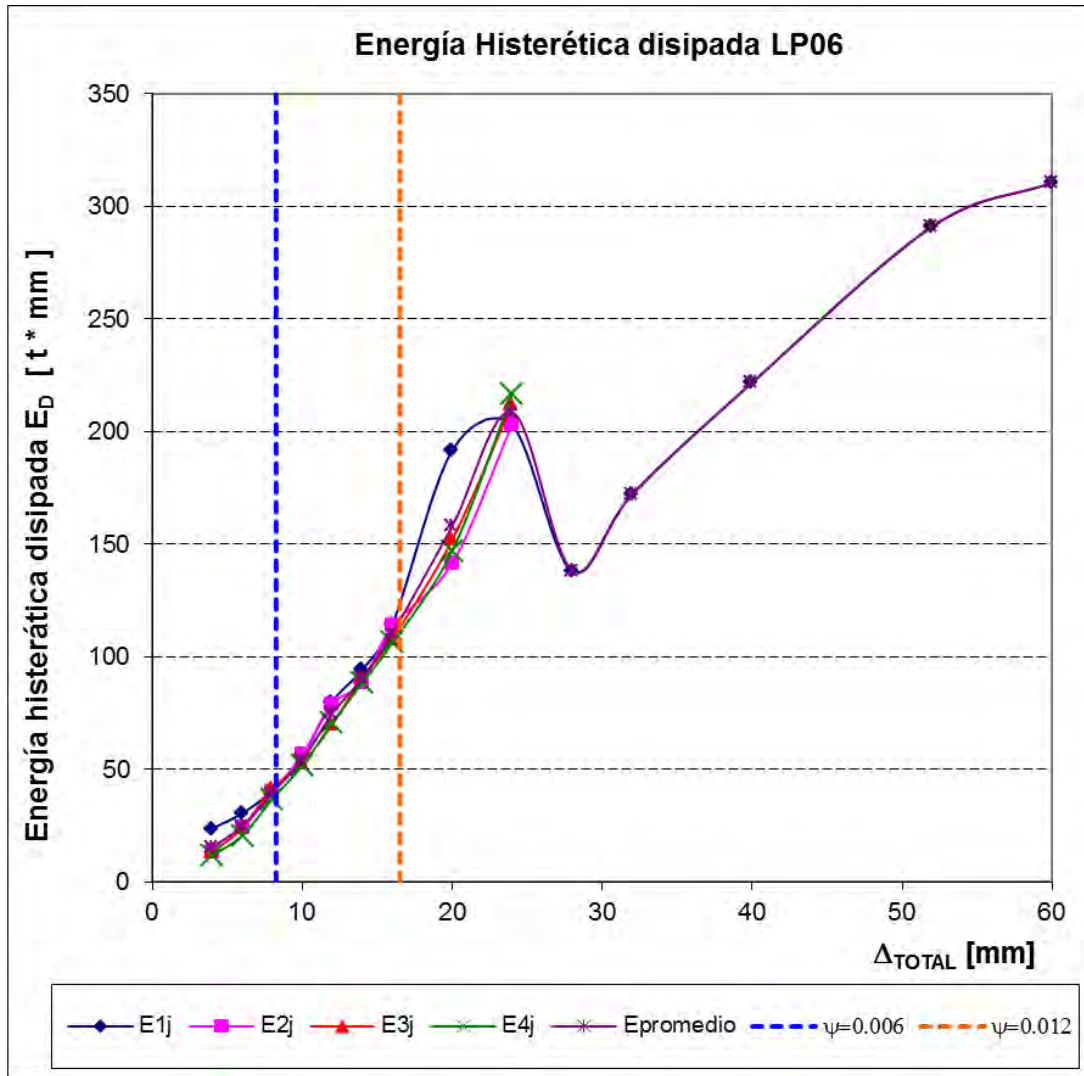


Figura 5.14 Energía Histerética Disipada por ciclo [E_D]

De manera similar se han preparado tablas y gráficas de los otros especímenes, que no se muestran en este capítulo para facilitar su lectura, pero pueden consultarse en el apéndice G sobre la disipación de energía.

5.6 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento viscoso equivalente (ver figura 5.15) puede calcularse. En curvas experimentales, con la ecuación 5.1 (Chopra, 2000). Dicho parámetro representa las fricciones internas en el material que, en el caso de la conexión estudiada, se incrementan por la acción de los cables de presfuerzo, que tienden a cerrar las grietas una vez que se retiran las cargas.

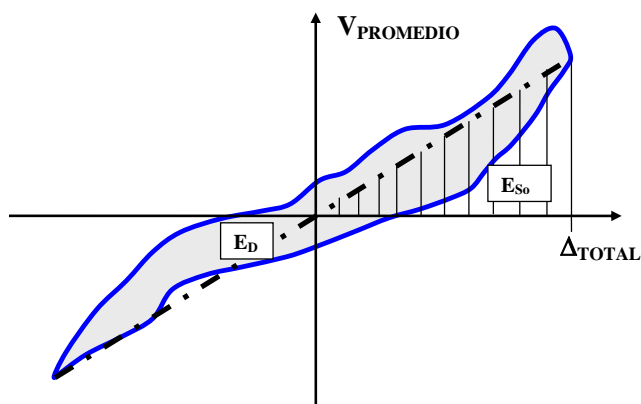


Figura 5.15 Definición de amortiguamiento viscoso equivalente, (Chopra, 2000)

$$\zeta_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{1}{4\pi} \frac{\text{Energía de ciclo}}{\text{Energía de deformación}} \quad (5.1)$$

donde:

E_D = Energía del ciclo de carga, área bajo la curva de la gráfica $V_{prom.}$ vs. Δ_{TOTAL}

E_{So} = Energía disipada elásticamente.

El amortiguamiento viscoso equivalente es también un índice respecto a la acumulación del daño en el elemento; conforme se incrementa el agrietamiento, también lo hace el amortiguamiento. En las NTC-Sismo se asume un amortiguamiento viscoso equivalente de 0.05 para determinar los espectros de diseño. Sin embargo, en el intervalo de las distorsiones de diseño se midieron experimentalmente amortiguamientos entre 0.09 y 0.18 (ver figura 5.16).

Los valores máximos en el amortiguamiento parecen muy altos, pero son consistentes con los resultados de pruebas de unión viga columna previamente desarrollados por otros autores (Kuramoto, 2006).

Al observar la figura 5.16, se aprecia claramente que dentro de los límites de distorsión de las NTC los especímenes presentan un amortiguamiento viscoso equivalente similar; el único espécimen que no presenta el mismo comportamiento es el LP-06, que

tiene valores mucho mayores que el resto. Este espécimen tiene una carga gravitacional mayor (46.87 t). Si se relaciona al daño con la degradación de rigidez (ver figura 5.9), puede observarse que el espécimen que se degrada más rápidamente. De esa forma podemos decir que el amortiguamiento viscoso equivalente en el espécimen LP-06 crece más rápidamente debido a que es el que se daña ante desplazamientos menores debido a la carga gravitacional aplicada.

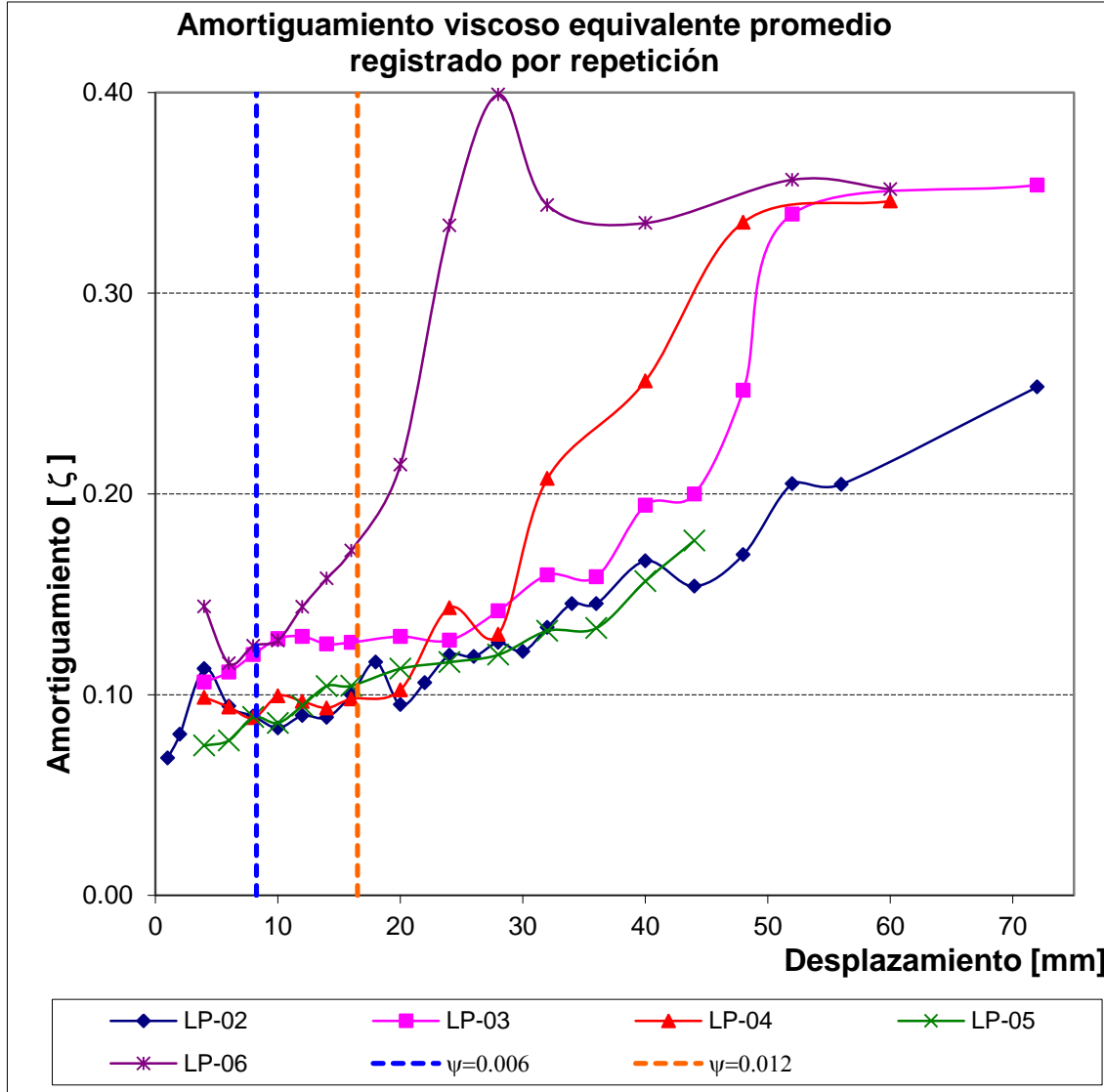


Figura 5.16 Amortiguamiento viscoso equivalente.

Lo mismo que para la rigidez y la energía disipada, la información puede organizarse en forma tabular. La tabla 5.4 muestra el amortiguamiento equivalente por ciclo para el espécimen LP06. El amortiguamiento equivalente por ciclo se representa como ζ_{ij} , donde i el número de ciclo y j el número de repetición, por lo que $\zeta_{32}=0.08$ es el amortiguamiento viscoso equivalente del tercer ciclo de la segunda repetición.

La figura 5.17 muestra el amortiguamiento viscoso equivalente por ciclo para el espécimen LP-06. Contrario a lo que sucede con la rigidez y la energía disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente del ciclo 1, es menor que los ciclos subsecuentes, lo cual era de esperarse si consideramos que el amortiguamiento aumenta conforme aumenta el daño, y los valores del ciclo 1 son siempre para daños menores; por eso representa el límite inferior. Sin embargo la relación no se cumple para el límite superior que debería ser el asociado con el ciclo 4 (ver figura 5.17).

Tabla 5.4 Amortiguamiento viscoso equivalente, LP-06

Repetición	Δ_{control} mm	Amortiguamiento viscoso equivalente				
		ζ_{1j}	ζ_{2j}	ζ_{3j}	ζ_{4j}	ζ_{pj}
1	4	0.11	0.06	0.06	0.06	0.07
2	6	0.09	0.07	0.08	0.07	0.08
3	8	0.10	0.09	0.10	0.09	0.09
4	10	0.04	0.07	0.11	0.10	0.08
5	12	0.09	0.12	0.13	0.11	0.11
6	14	0.10	0.13	0.14	0.14	0.13
7	16	0.11	0.17	0.16	0.15	0.15
8	20	0.12	0.23	0.17	0.21	0.18
9	24	0.16	0.26	0.28	0.48	0.29
10	28	0.54				0.54
11	32	0.31				0.31
12	40	0.25				0.25
13	52	0.27				0.27
14	60	0.33				0.33

De manera similar se han preparado tablas y gráficas de los otros especímenes, que no se muestran en este capítulo para facilitar su lectura, pero pueden consultarse en el apéndice I sobre el amortiguamiento viscoso equivalente.

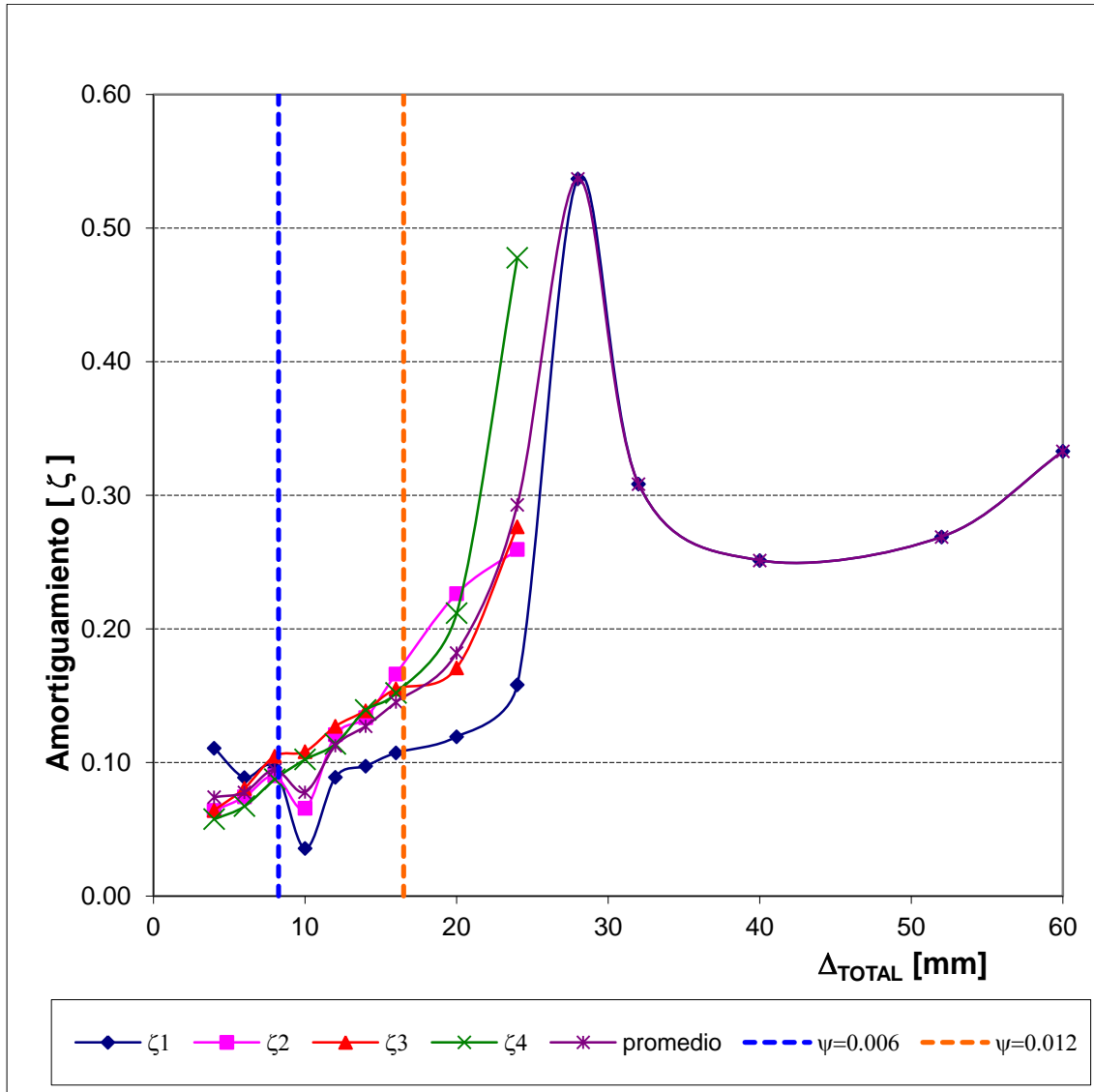


Figura 5.17 Amortiguamiento viscoso equivalente por ciclo, espécimen LP-06

5.7 Ductilidad

Para superar la incertidumbre en la definición del desplazamiento de fluencia, se emplea la siguiente definición de ductilidad. Se construye la gráfica que representa la envolvente de los ciclos de histéresis es decir, “Fuerza lateral” vs “Desplazamiento relativo” (Pan, 1989). La envolvente se idealiza como una curva con comportamiento elastoplástico. La pendiente inicial del comportamiento idealizado es secante y se determina uniendo el origen con el punto donde se tiene una carga lateral igual a dos terceras partes del cortante máximo registrado durante la prueba (V_{prueba}). La porción plástica idealizada de la gráfica pasa por la carga máxima y llega hasta el desplazamiento de falla, que se define como el asociado a una disminución del 20% de la resistencia máxima registrada. La construcción de la gráfica idealizada puede verse en la figura 5.18.

La ductilidad en la conexión, puede determinarse como el desplazamiento último dividido por el desplazamiento de fluencia (Ecuación 5.2).

$$\mu = \frac{\Delta_{u80}}{\Delta_y} \quad (5.2)$$

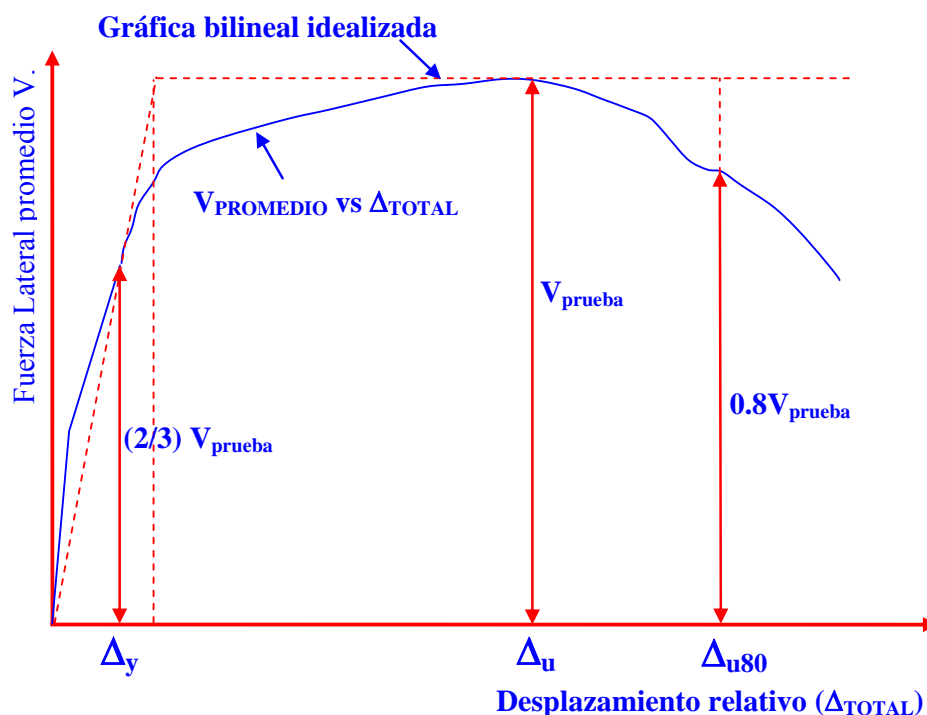


Figura 5.18 Comportamiento elastoplástico idealizado, (Pan, 1989)

Cuando se observan las curvas de las gráficas de histéresis y su envolvente (figuras 5.2 a 5.7), puede apreciarse que aunque las estructuras son simétricas, las curvas “Carga lateral” vs. “Distorsión” no lo son. Por tanto la ductilidad en la conexión se calcula empleando los cuadrantes 1 y 3 (en coordenadas cartesianas) y se aplica el procedimiento propuesto (Pan, 1989). Los resultados se muestran en la tabla 5.5.

Para determinar la ductilidad promedio, se hace el promedio de los valores absolutos de desplazamientos y cargas.

La ductilidad promedio puede emplearse como parámetro para evaluar el comportamiento global aunque de hecho, es mejor emplear la ductilidad mínima, ya que es un parámetro más conservador y conduce a diseños más seguros. Un ejemplo de la diferencia que existe entre el empleo de la ductilidad promedio y la ductilidad mínima se tiene con el espécimen LP-03, que tiene valores de 4.4 para el cuadrante 3 y un valor de 2.4 para el cuadrante 1; la ductilidad promedio es entonces 3.4. De esta manera podemos pensar que el comportamiento es dúctil si se considera la ductilidad promedio. Sin embargo si se emplea la ductilidad mínima, se aprecia que el espécimen exhibe una ductilidad limitada.

Tabla 5.5 Ductilidad

Ubicación	Espécimen	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	Δ_{u80} (mm)	μ	V_y (ton)	V_u (ton)	V_{u80} (ton)
Cuadrante 3	LP 02	-17.7	-48.4	-67.4	3.8	-2.578	-3.867	-3.094
	LP 03	-19.4	-51.6	-84.8	4.4	-1.766	-2.649	-2.119
	LP 04	-18.3	-47.1	-61.3	3.3	-2.221	-3.331	-2.665
	LP 05	-17.3	-53.6	-89.0	5.1	-2.893	-4.340	-3.472
	LP 06	-11.4	-31.1	-52.1	4.6	-2.190	-3.285	-2.628
Cuadrante 1	LP 02	23.0	59.2	117.0	5.1	2.299	3.448	2.758
	LP 03	30.5	50.6	73.0	2.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	4.0	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	3.7	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	3.4	1.724	2.586	2.069
Promedio	LP 02	23.0	59.2	117.0	4.5	2.299	3.448	2.758
	LP 03	30.5	50.6	73.0	3.4	1.556	2.333	1.867
	LP 04	16.6	41.3	66.1	3.7	1.935	2.903	2.322
	LP 05	22.8	58.5	85.5	4.4	2.747	4.120	3.296
	LP 06	12.8	25.4	43.9	4.0	1.724	2.586	2.069
Mínima	LP 02				3.8			
	LP 03				2.4			
	LP 04				3.3			
	LP 05				3.7			
	LP 06				3.4			
Δ_y desplazamiento de fluencia Δ_u desplazamiento asociado a la fuerza córtate máxima Δ_{u80} desplazamiento asociado a una pérdida de 20% de la resistencia μ ductilidad V_y fuerza cortante de fluencia V_u fuerza cortante máxima V_{u80} fuerza cortante asociada a una pérdida del 20% en resistencia								

Cabe mencionar que para el espécimen LP-03 la separación de los pernos es de 11 cm, y con un peralte efectivo de 15.5 cm, se tiene una separación de 0.71d, que es mayor a la permitida por las NTC-Concreto ($s \leq 0.5d$), pero se encuentra dentro de los límites del ACI318-11 ($s \leq 0.75d$, Sección 11.11.5.2)

El intervalo de valores de ductilidades mínimas se encuentra entre 2.4 y 3.8. En general, las NTC-Concreto tratan a las estructuras con losas planas postensadas como estructuras frágiles y de poca capacidad de deformación. Sin embargo si se quita al espécimen LP-03 que no cumple con la separación máxima para el refuerzo que se establece en la sección 2.5.9 de las NTC-Concreto, se tiene que los especímenes presentan

una falla controlada y una ductilidad intermedia. Al parecer podría emplearse en el diseño un límite de Q mayor a 2.

5.8 Agrietamiento

En la imagen izquierda (lecho superior de la losa) de la figura 5.19 se muestra el estado final del espécimen LP-04. Pueden apreciarse que la carga de empuje (color azul) produce tensiones en la parte superior por el color de las grietas y la carga de jale (color rojo) produce tensiones en la zona inferior por el color de las grietas. Sin embargo, en la vista del lecho inferior de la losa los patrones de agrietamiento son más complejos y tanto en la mitad superior como en la inferior hay grietas debido a las cargas de jale y empuje simultáneamente.

En la figura 5.19-a, se muestra el patrón de grietas del lecho superior de la losa al final de la prueba del espécimen LP-04 que corresponde a la figura 5.22-c; en la figura 5.19- b, se muestra el patrón de grietas del lecho inferior de la losa al final de la prueba del espécimen LP-04 que corresponde a la figura 5.22-d.

En la figuras 5.20 a 5.24 se muestra el patrón de agrietamiento al final de las pruebas. Para cada espécimen se muestra a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras. En las figuras se dibujan las grietas con tres colores, el color negro representa las grietas durante la aplicación de la carga gravitacional, el color azul se usa para los desplazamientos de jale y el rojo para los desplazamientos de empuje (ver figura 5.19).

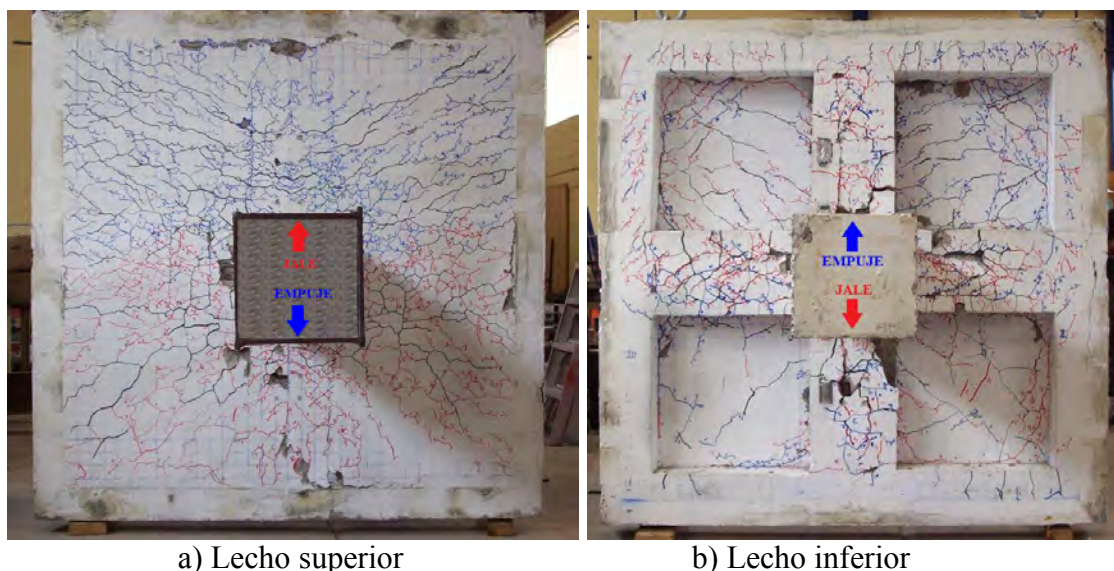


Figura 5.19 Definición de las cargas de jale y empuje en el espécimen LP-04

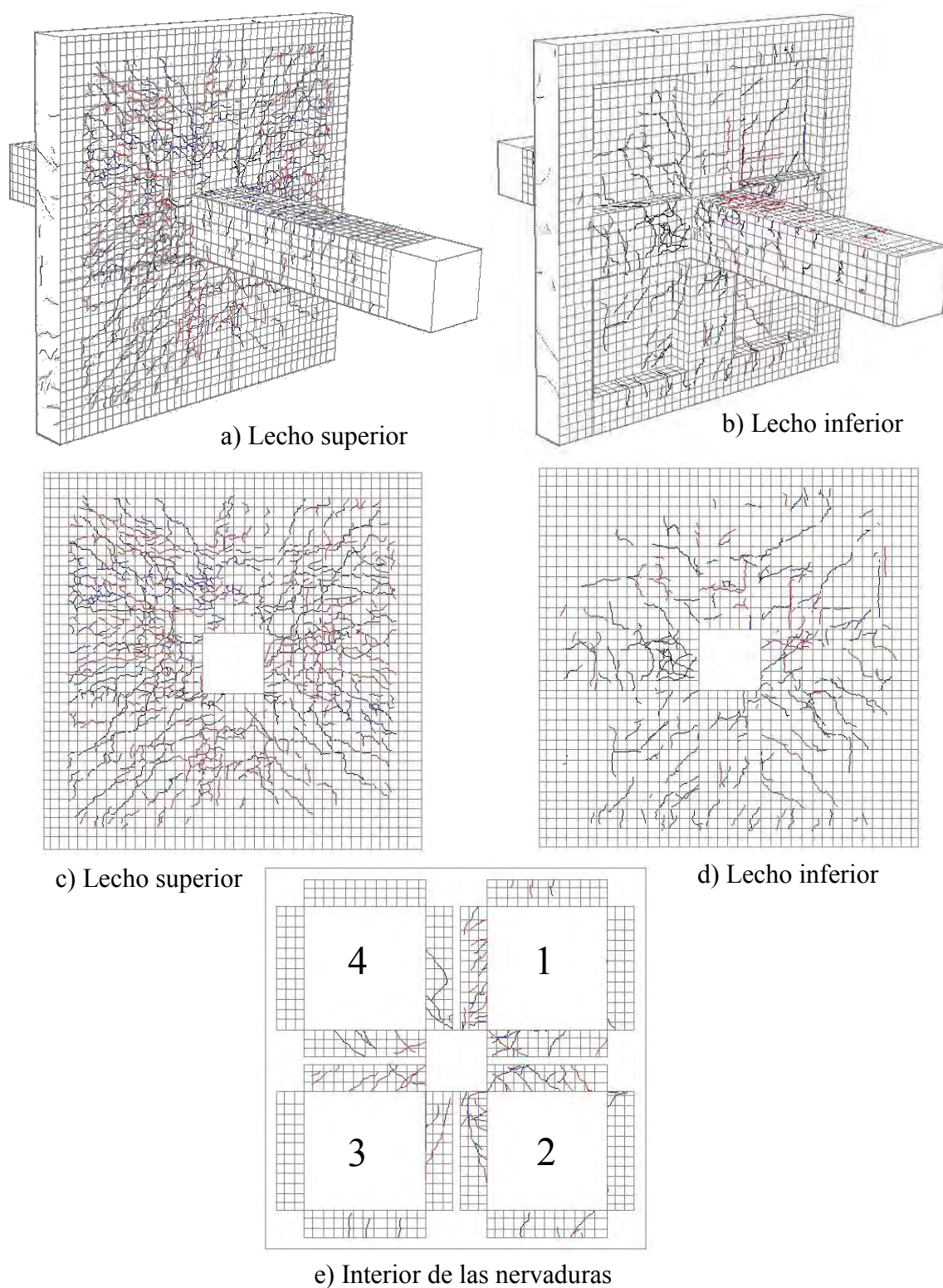


Figura 5.20 Agrietamiento espécimen LP02, a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras

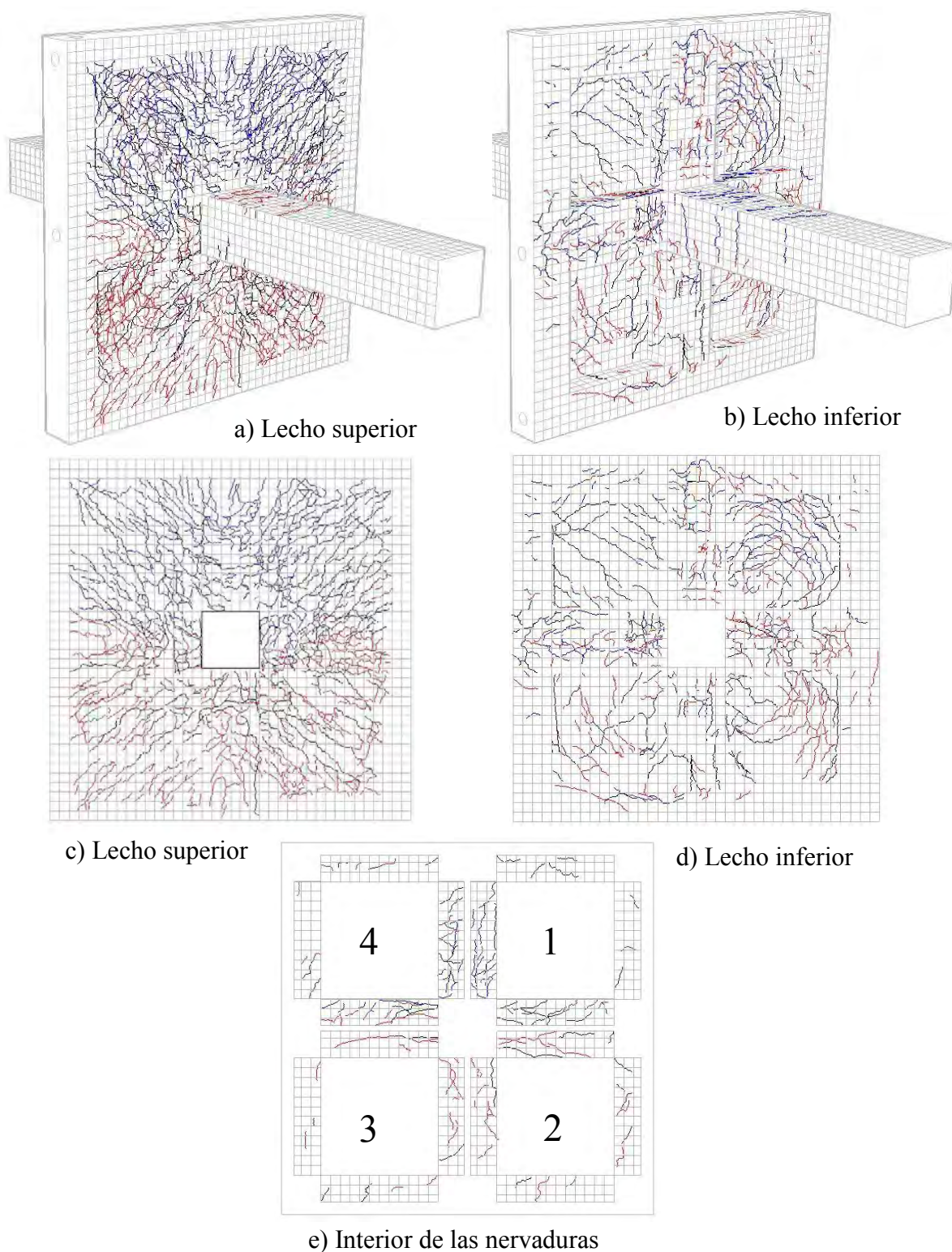


Figura 5.21 Agrietamiento espécimen LP03, a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras

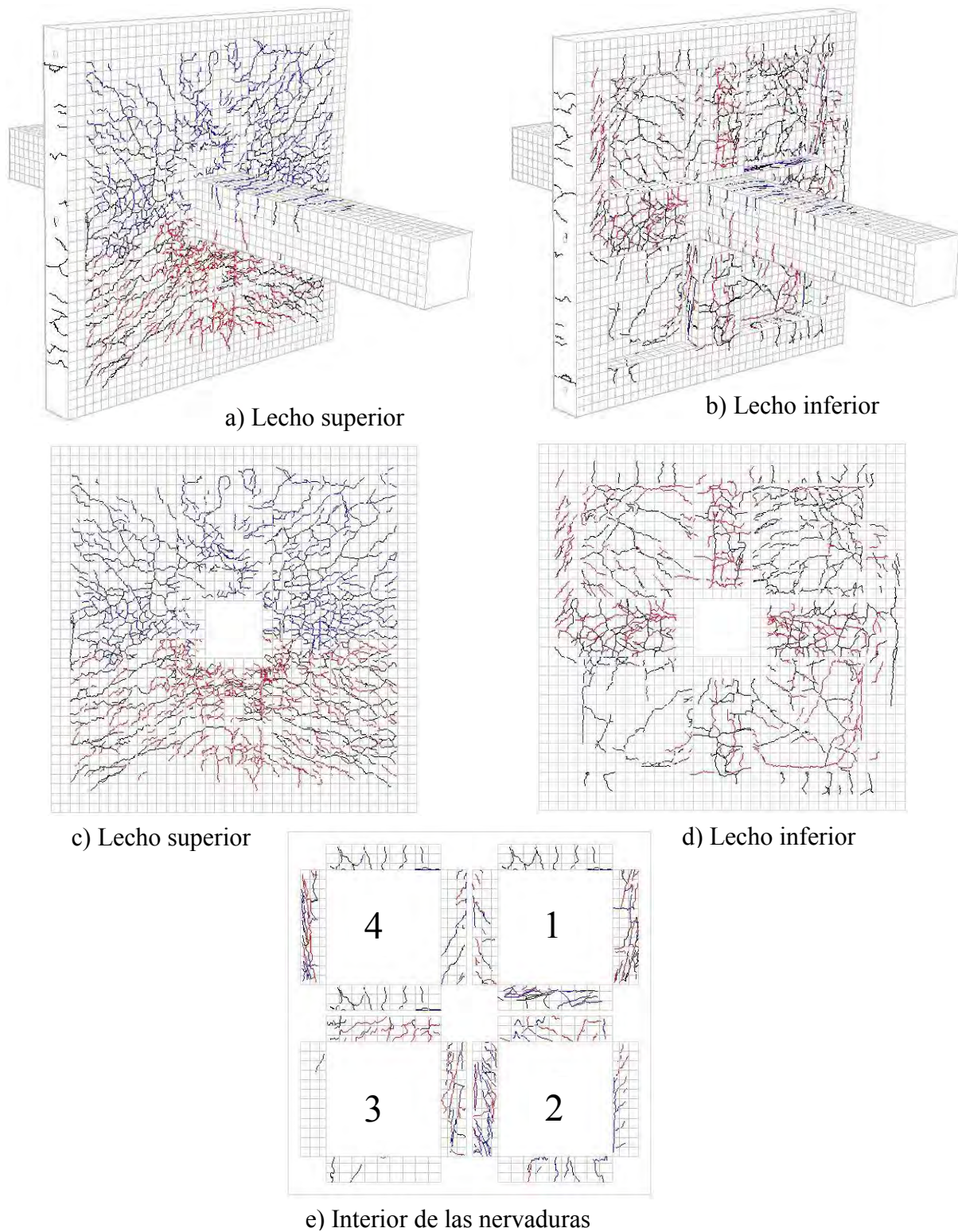


Figura 5.22 Agrietamiento espécimen LP04, a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras

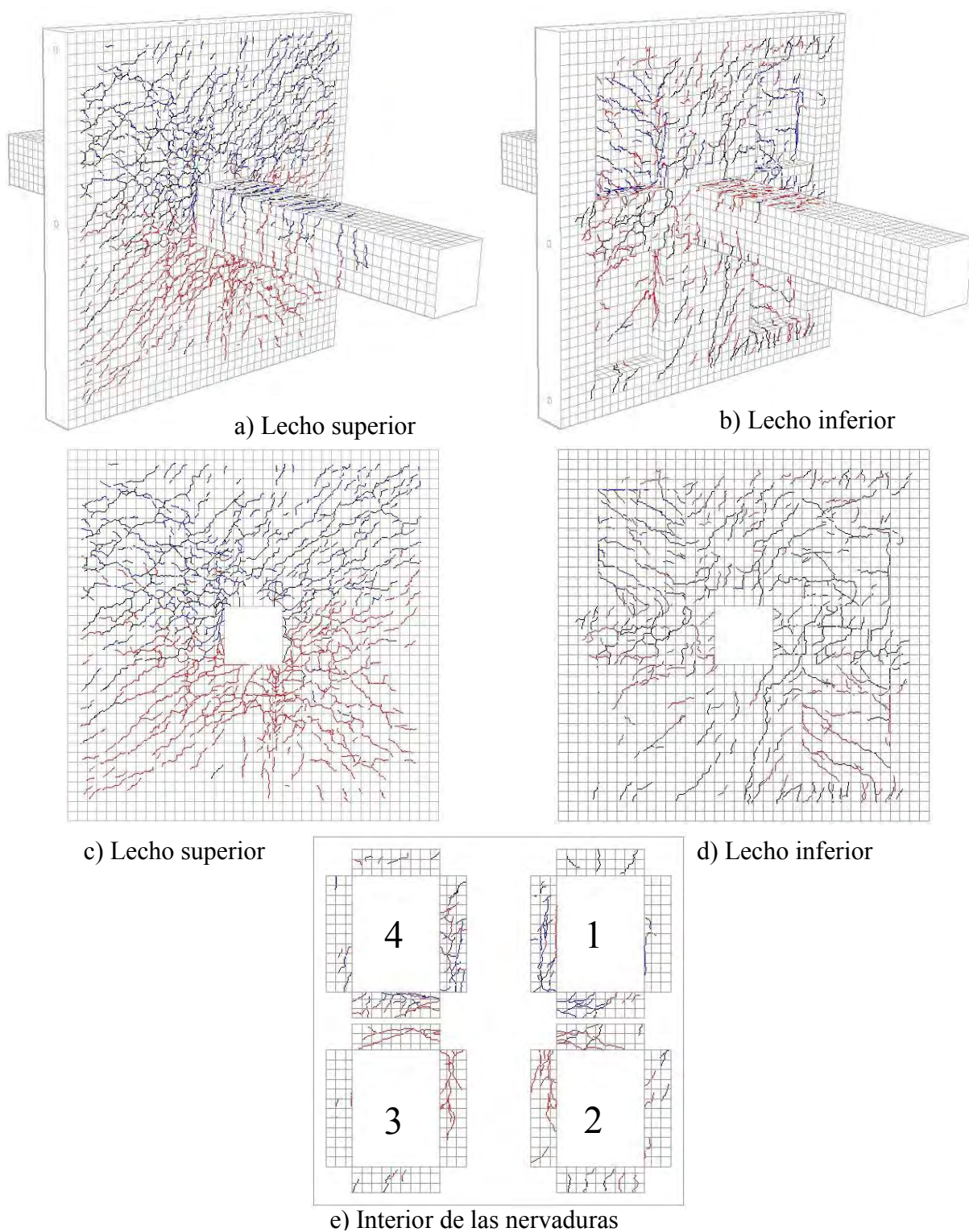


Figura 5.23 Agrietamiento espécimen LP05, a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras

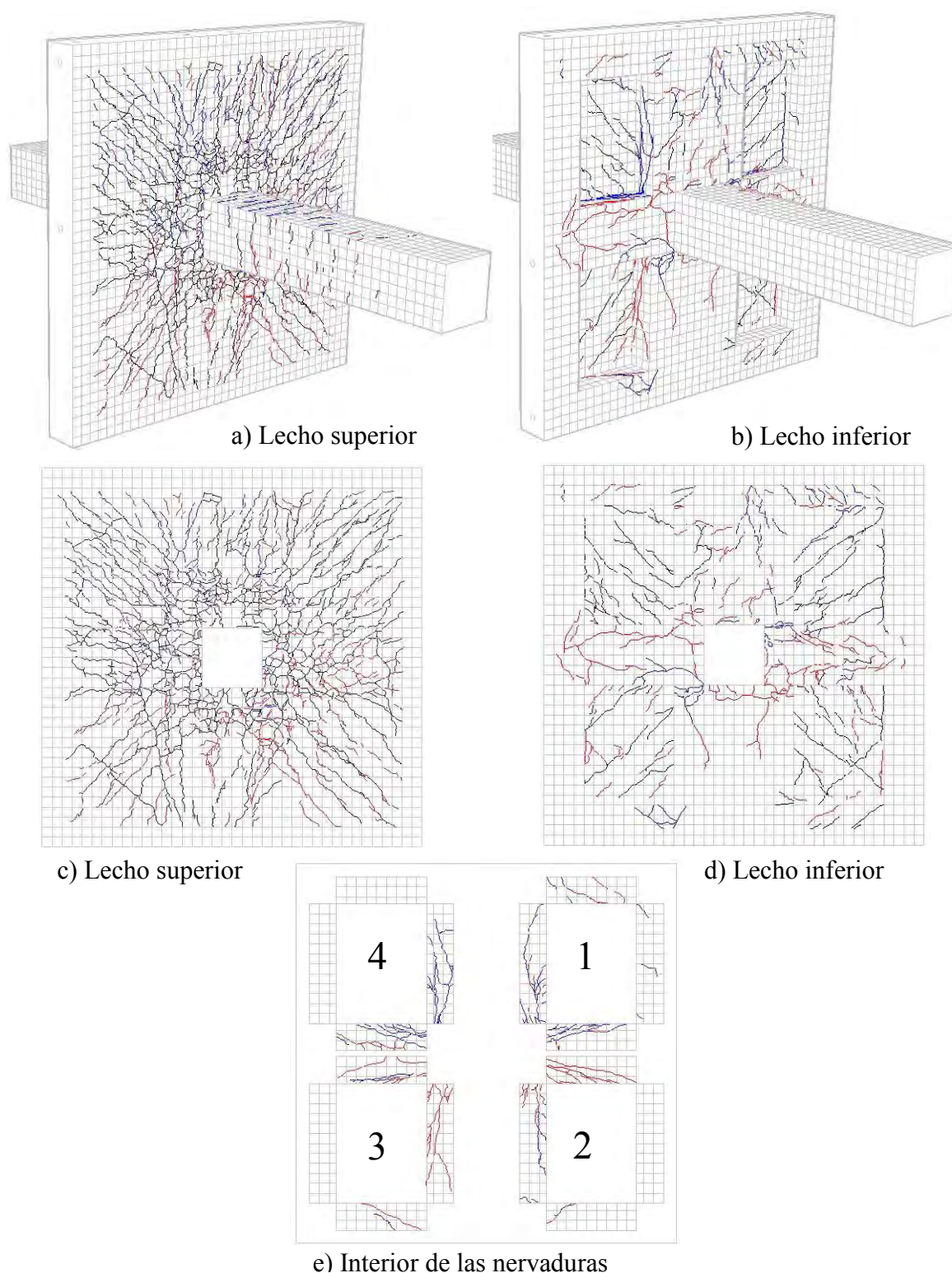


Figura 5.24 Agrietamiento espécimen LP06, a) vista 3D del lecho superior de la losa, b) vista 3D del lecho inferior de la losa, c) vista frontal lecho superior de la losa, d) vista frontal lecho inferior de la losa, e) Vista frontal del interior de las nervaduras

En las columnas el agrietamiento fue muy ligero y el espesor de las grietas menores a 1 mm; es decir, prácticamente se mantuvieron sin daño.

Una de las figuras más importantes para describir el tipo de falla en el espécimen es la que se refiere al agrietamiento en las nervaduras. Las figuras tridimensionales muestran sólo en parte la distribución del agrietamiento. Para facilitar la interpretación de las grietas en las nervaduras, se prepararon figuras donde sólo se muestra el agrietamiento de las nervaduras. Para hacerlo, las caras internas de las nervaduras que en una vista frontal no son visibles, se giraron 90°. Si se piensa en el espacio que deja el casetón como una caja (ver figura 5.25), las paredes se doblaron hacia fuera de manera que son visibles en una vista frontal.

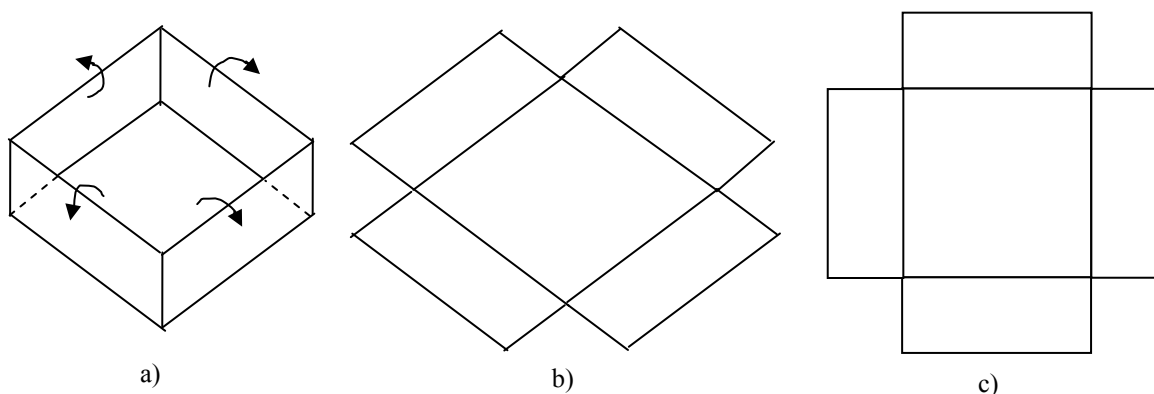
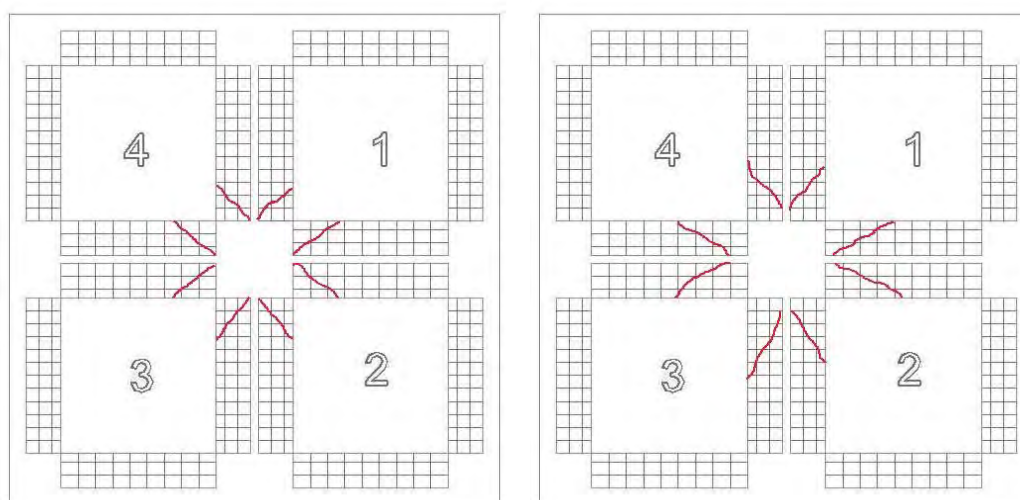


Figura 5.25 Analogía del casetón con una caja

Cuando la falla ocurre debido a una carga gravitacional sin la presencia de momentos desbalanceados, y si el sistema no tiene refuerzo por cortante, se tiene un agrietamiento en forma de cono truncado con grietas a 45°. Un ejemplo de dicha condición puede verse en la figura 5.26-a.



a) Sin postensado y sin refuerzo

b) Con Postensado y refuerzo

Figura 5.26 Patrones de grietas en las nervaduras

Cuando al espécimen se le coloca refuerzo por cortante, la falla se genera a una cierta distancia de la cara de la columna. Si además se colocan cables de postensado, entonces la inclinación de las grietas es menor a 45 grados como se muestra en la figura 5.26-b. Esta menor inclinación implica que el refuerzo por cortante podría estar más separado para que la grieta corte al menos un elemento de refuerzo. Esto se toma en consideración en la Sección 11.11.5.2 del reglamento ACI318-11 que establece una separación máxima de $s \leq 0.75d$. En la figura 5.27 se muestra esquemáticamente esta condición.

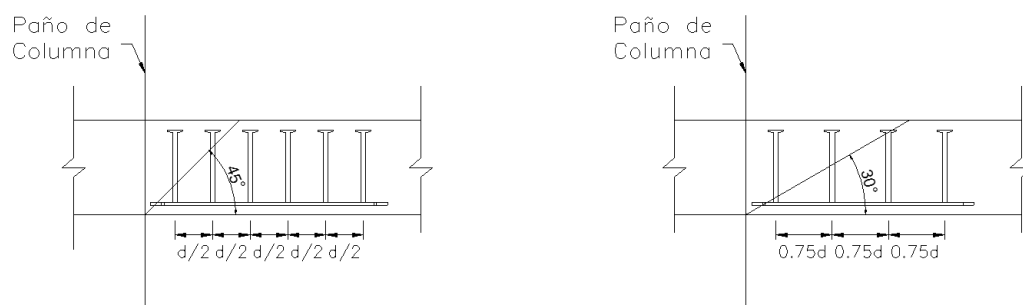


Figura 5.27 Influencia del ángulo de la grieta en la separación del refuerzo

En la figura 5.28 se muestra un detalle del agrietamiento en las nervaduras del espécimen LP-04. Aunque en la mitad inferior de la nervadura principal en dirección Y. Aunque el patrón de agrietamiento es complicado, se puede ajustar una línea inclinada para describir las grietas debidas al punzonamiento. En la mitad superior, sin embargo, se aprecian claramente unas grietas inclinadas que no corresponden al patrón de grietas asociados a un cono truncado; por el contrario, corresponden a una falla inversa debido al cortante que generalmente se presenta cuando el momento desbalanceado es muy grande (Joint ACI-ASCE, 2008).

El patrón de grietas en la nervadura del eje X, se ajusta un poco mejor a la presencia de un cono truncado. En la superficie de la nervadura pueden apreciarse grietas que corresponden al patrón de la figura 5.26-b (grietas inclinadas separadas de la cara de la columna), aunque también hay grietas que pueden asociarse con el deslizamiento del refuerzo por flexión y otras grietas perpendiculares al eje de la nervadura que son de flexión y se originaron durante la aplicación de la carga gravitacional (color negro).

El mismo análisis puede hacerse para los otros especímenes. De hecho el cono truncado puede apreciarse mejor en los especímenes LP-02 y LP-06 (ver figuras 5.21-e y 5.24-e).

Para cada uno de los especímenes se elaboraron gráficas donde se aprecia el agrietamiento que se generó en cada repetición, de forma aislada y acumulada, como se puede apreciar en la figura 5.29.

En las figuras de la izquierda, se muestran los ciclos de histéresis acumulados hasta el desplazamiento en el nodo de control de 24 mm y en las imágenes del lado derecho, únicamente la histéresis para la repetición con el desplazamiento objetivo de 24 mm. Lo

mismo se hizo con el agrietamiento. En el apéndice D, se muestra una figura similar a la 29 para cada repetición y cada espécimen.

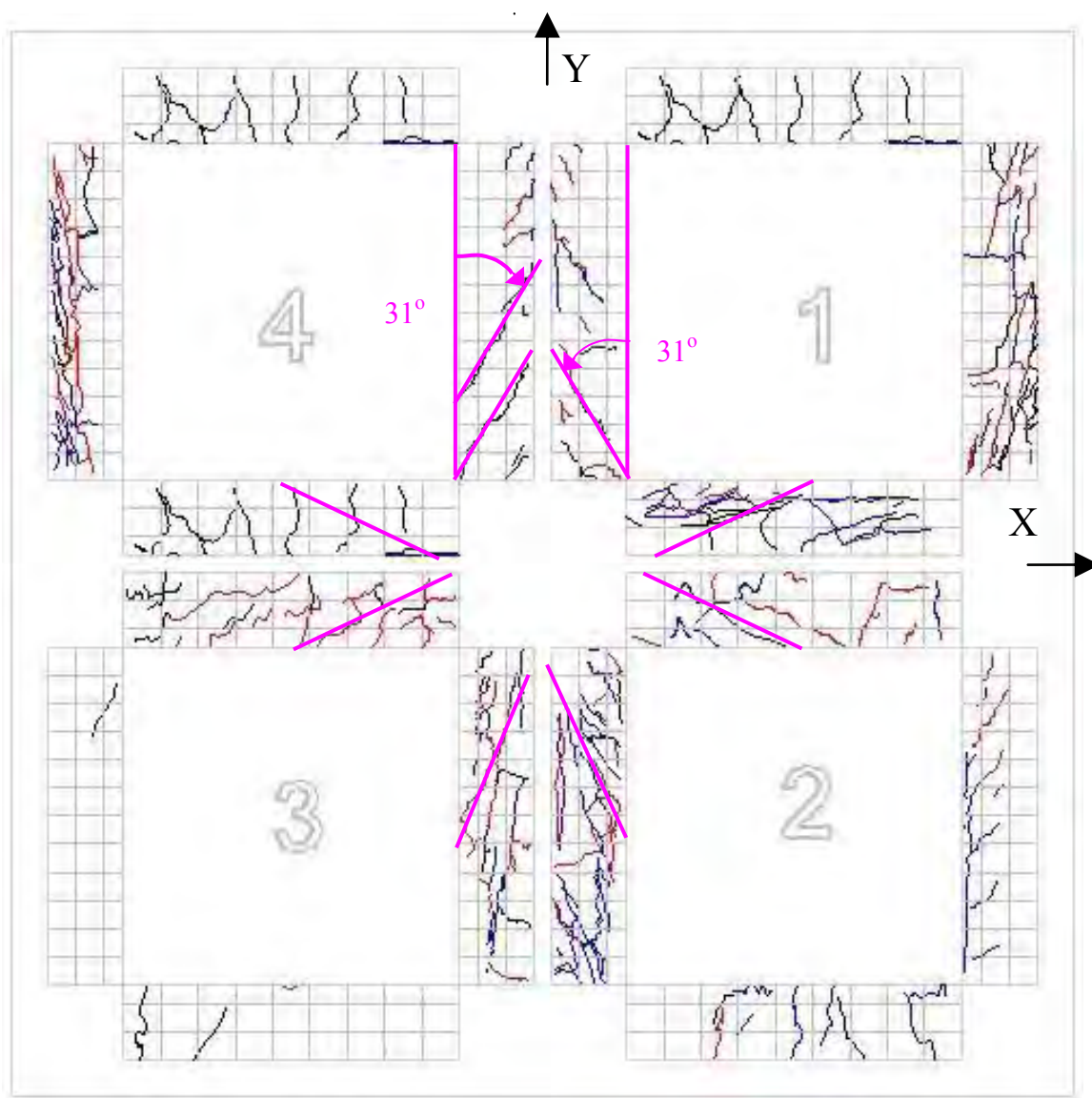
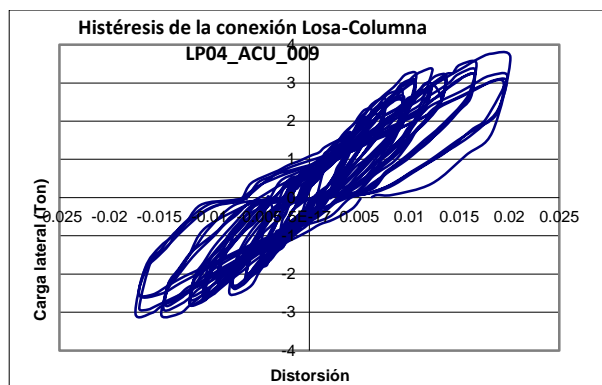
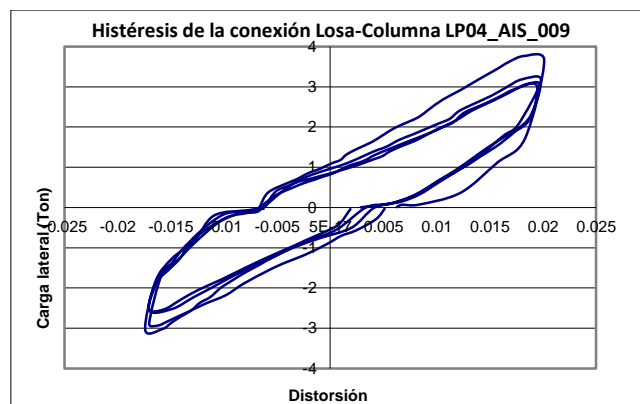


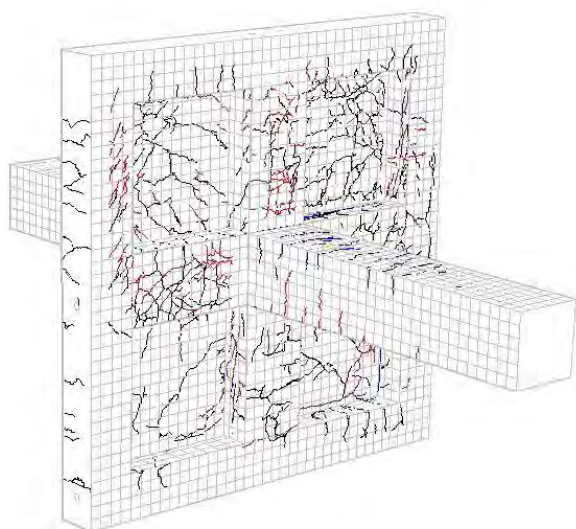
Figura 5.28 Agrietamiento en las nervaduras del espécimen LP-04



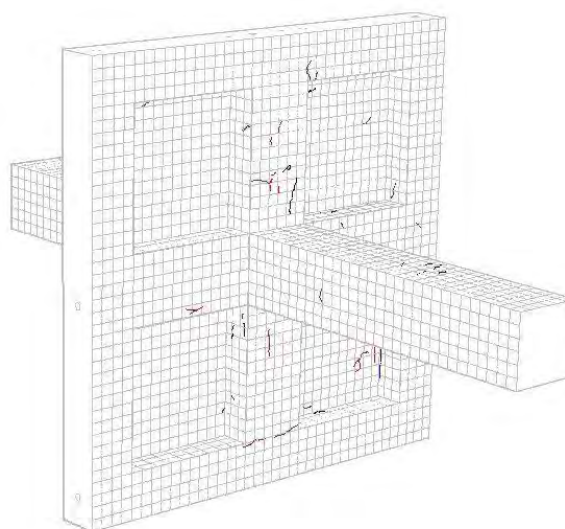
a)



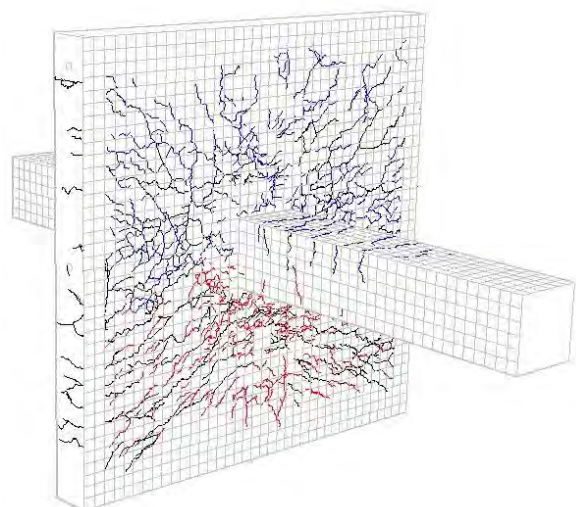
b)



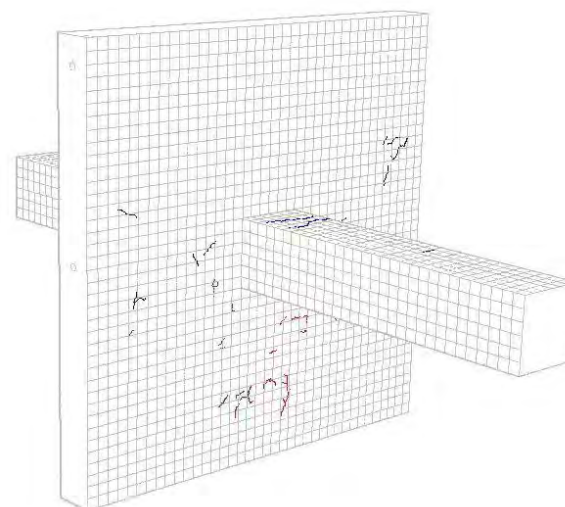
c)



d)



e)



f)

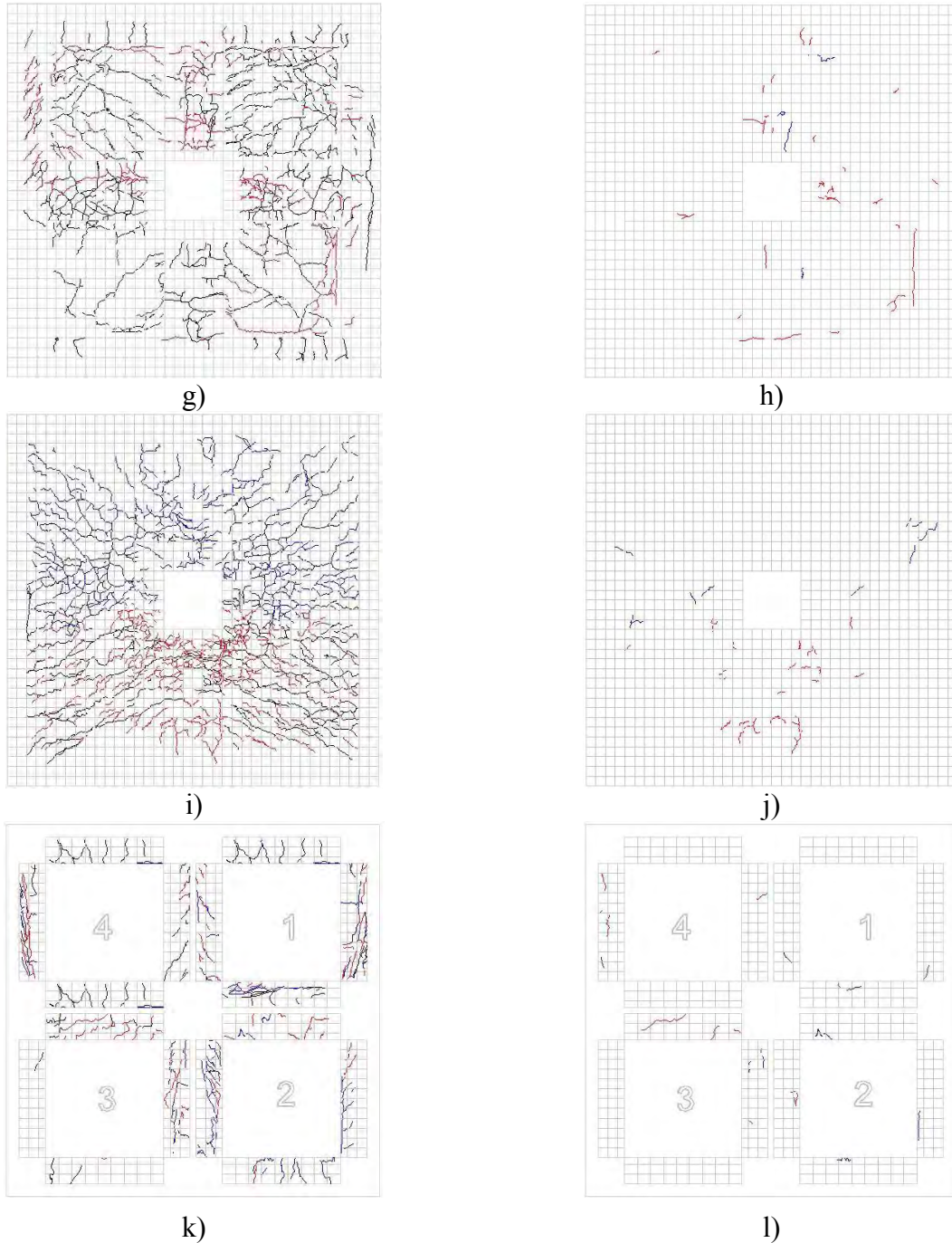


Figura 5.29 Histéresis y agrietamiento para $\Delta_{\text{control}}=24$ mm, LP-04. a) Ciclos de histéresis acumulados, b) Ciclos de histéresis aislados, c) Vista 3D del daño acumulado en lecho inferior d) Vista 3D del daño aislado en el lecho inferior, e) Vista 3D del daño acumulado en el lecho superior, f) Vista 3D del daño acumulado en el lecho superior, g) Vista del daño acumulado del lecho inferior, h) Vista del daño aislado del lecho inferior, i) Vista del daño acumulado del lecho superior, j) Vista del daño aislado del lecho superior, g) Vista del daño acumulado del interior de las nervaduras, h) Vista del daño aislado del interior de las nervaduras

5.9 Deformaciones unitarias en el acero de refuerzo

En la figura 5.30 se presentan gráficas donde se muestra la relación entre la fuerza lateral aplicada a la conexión (V) y la deformación unitaria medida en el refuerzo por cortante para el espécimen LP04. Para poder visualizar de una manera rápida los valores de la deformación unitaria, se incluye la ubicación de la galga extensométrica (strain gage) y su gráfica. El número asociado con cada galga es el canal que se le asignó en el equipo de adquisición de datos.

En la tabla 5.6 se muestran los valores máximos de la deformación unitaria en el refuerzo por cortante. Al momento del colado todos los instrumentos funcionaban, sin embargo, después del colado no todos seguían funcionando. En las tablas, los instrumentos que no funcionaron, se identifican con las letras ND que significan No Disponible. Las otras abreviaturas son F, que significa que el acero de refuerzo alcanzó una deformación mayor que la de fluencia, C, que significa que se identifica un corrimiento en las lecturas de la galga (strain gage) como se puede apreciar en el canal 76 de la figura 5.30, y los símbolos **** que significa que aunque la galga registra valores, los datos son malos y no es posible emplearlos para explicar el comportamiento de la conexión, como en el canal 96 de la figura 5.30.

Para determinar si en un punto el acero de refuerzo alcanzó la deformación de fluencia, se llevaron a cabo pruebas de los materiales para identificar sus propiedades estructurales como deformación y esfuerzo de fluencia, esfuerzo último y de ruptura, como se puede ver en el apéndice E.

Los resultados presentan mediante gráficas que indican, de forma visual, el tamaño de las deformaciones unitarias en el eje horizontal y la carga lateral asociada en el eje vertical. Se usan los límites de $\epsilon = \pm 0.3\%$, debido a que el esfuerzo de fluencia del acero se encuentra dentro de esos límites y en el concreto ese es el límite teórico de falla del concreto en flexión.

Las deformaciones unitarias en el acero deberían tener una variación proporcional a los esfuerzos esperados en la formulación matemática. Sin embargo, las barras de refuerzo se encuentran embebidas en un material heterogéneo, por lo que la ubicación y el tamaño de las grietas no se puede predecir con precisión. Esto puede ocasionar que las deformaciones unitarias medidas experimentalmente no sean proporcionales a los esfuerzos calculados en forma teórica.

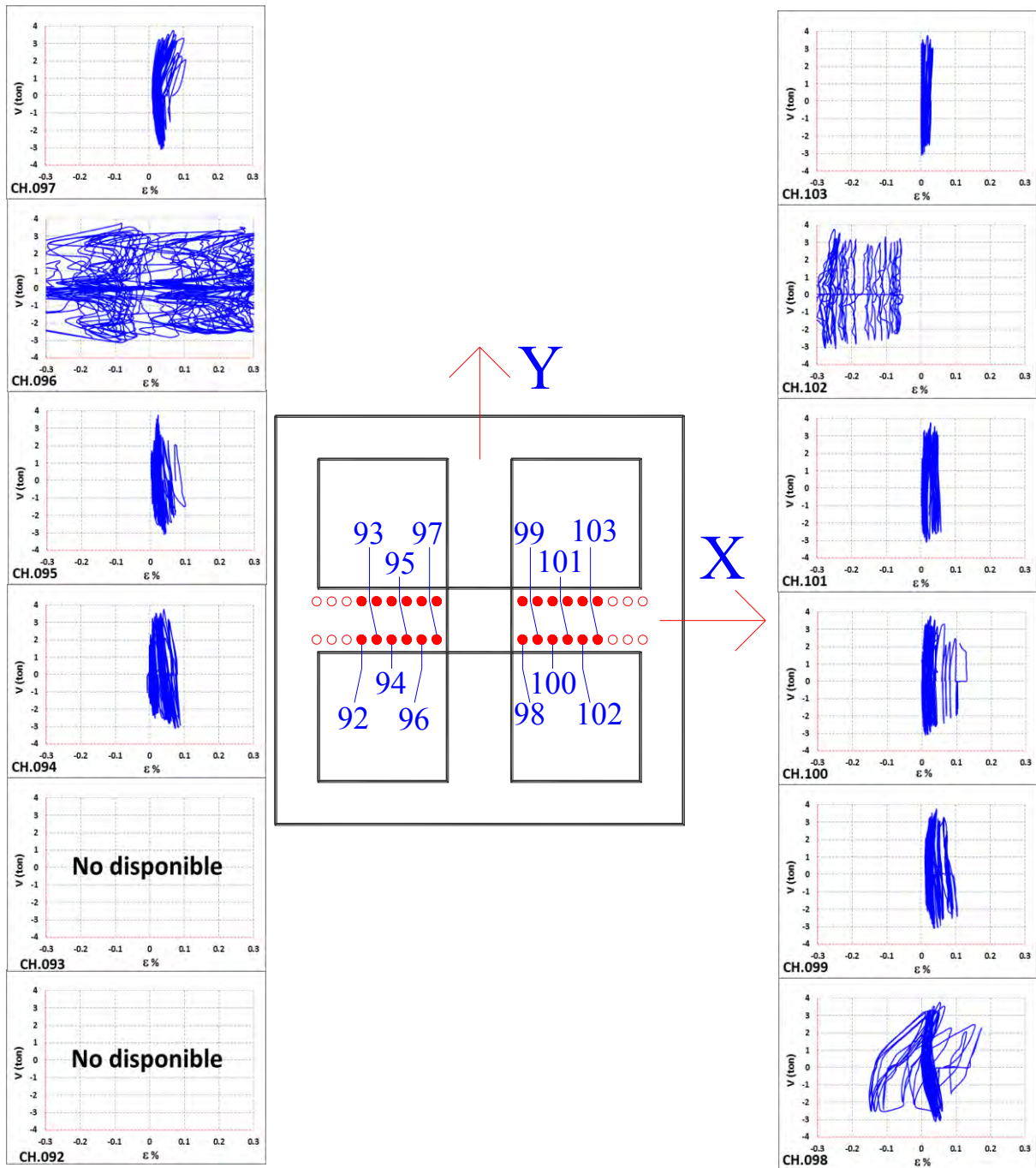
Si se analizan las deformaciones unitarias en el espécimen LP04, en la mitad izquierda de la nervadura principal del eje x, y se analizan los canales 99 y 103, se puede apreciar a simple vista que se cumple que la deformación unitaria sea mayor en el perno del canal 99 que en el perno del canal 103 (ver figura 5.30-a). En esa misma zona se invierte la relación del perno que está en el canal 111 y el canal 112 (ver figura 5.30-b) pues se esperaría que el perno del canal 112 tuviera deformaciones menores.

De manera similar a las gráficas de la figura 5.30, se construyeron gráficas para el resto de las deformaciones unitarias medidas en el acero de refuerzo y en la superficie de concreto, que no se muestran aquí para facilitar la lectura, pero pueden consultarse en el apéndice D.

Tabla 5.6 Deformaciones unitarias máximas en el acero de refuerzo por cortante

Elemento	Canal	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\epsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.0395038	-0.0057407			
	CH.069	0.0853321	-0.0003892			
	CH.070	0.0648018	0.0013622			
	CH.071	0.0695695	-0.0183897			
	CH.072	0.3933839	0.0001946	F		C
	CH.073	0.0753102	-0.0093408			
	CH.074	0.0716128	-0.0183897			
	CH.075	0.0845537	-0.0109949			
	CH.076	0.0343469	-0.2666993		F	C
	CH.077	0.1023596	0.0047677			
	CH.078	0.0776454	-0.0822185			
	CH.079	0.1233764	-0.1450743			
	CH.080	0.0876673	-0.0098273			
	CH.081	0.0380443	-0.1986866			C
	CH.082	0.086597	-0.0083678			
	CH.083	0.8172227	0.0008757	F		C
	CH.084	0.0950621	0.0041839			
	CH.085	ND	ND			
	CH.086	0.0329847	0.0026271			
	CH.087	0.0392119	0.0011676			
	CH.088	0.6478234	-0.0011676	F		C
	CH.089	0.1051813	-0.2264171		F	C
	CH.090	0.046704	-0.6423746		F	C
	CH.091	0.06811	-0.0023352			
	CH.092	ND	ND			
	CH.093	ND	ND			
	CH.094	0.0884457	-0.007784			
	CH.095	0.1008028	0.0012649			
	CH.096	0.5133548	-1.1855032	F	F	*****
	CH.097	0.1064462	0.0092435			
	CH.098	0.1736805	-0.1513988			C
	CH.099	0.104111	0.0108003			
	CH.100	0.1283387	-0.0007784			
	CH.101	0.0577962	0.0016541			
	CH.102	-0.0545853	-0.9929465		F	*****
	CH.103	0.0348334	0.0004865			
	CH.104	0.0394065	-0.0192654			
	CH.105	0.0648018	-0.3077599		F	C
	CH.106	-0.2838241	-2.2092938		F	****
	CH.107	0.0915593	-0.0044758			
	CH.108	0.1131599	0.0108976			
	CH.110	0.1383606	-0.118706			
	CH.111	0.0559475	-0.0021406			
	CH.112	0.0828996	-0.0030163			
	CH.113	0.1286306	-0.324982		F	C
	CH.114	0.5086844	-0.0027244	F		C
	CH.115	0.0460229	-0.0004865			

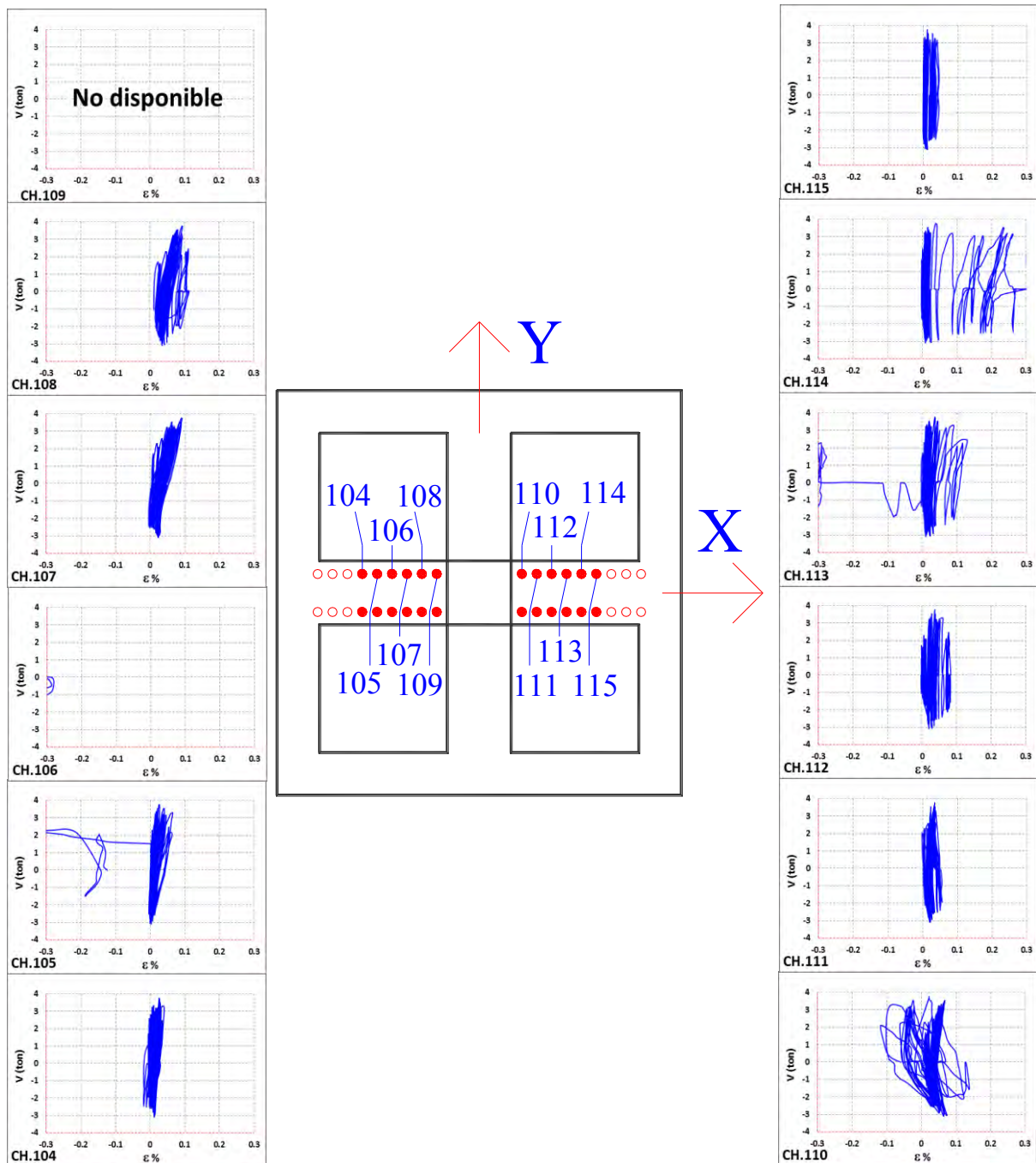
ESPÉCIMEN LP-04



a) Nervadura principal en dirección X

Figura 5.30 Deformación unitaria en las galgas extensométricas (strain gages) en el refuerzo por cortante del espécimen LP-04

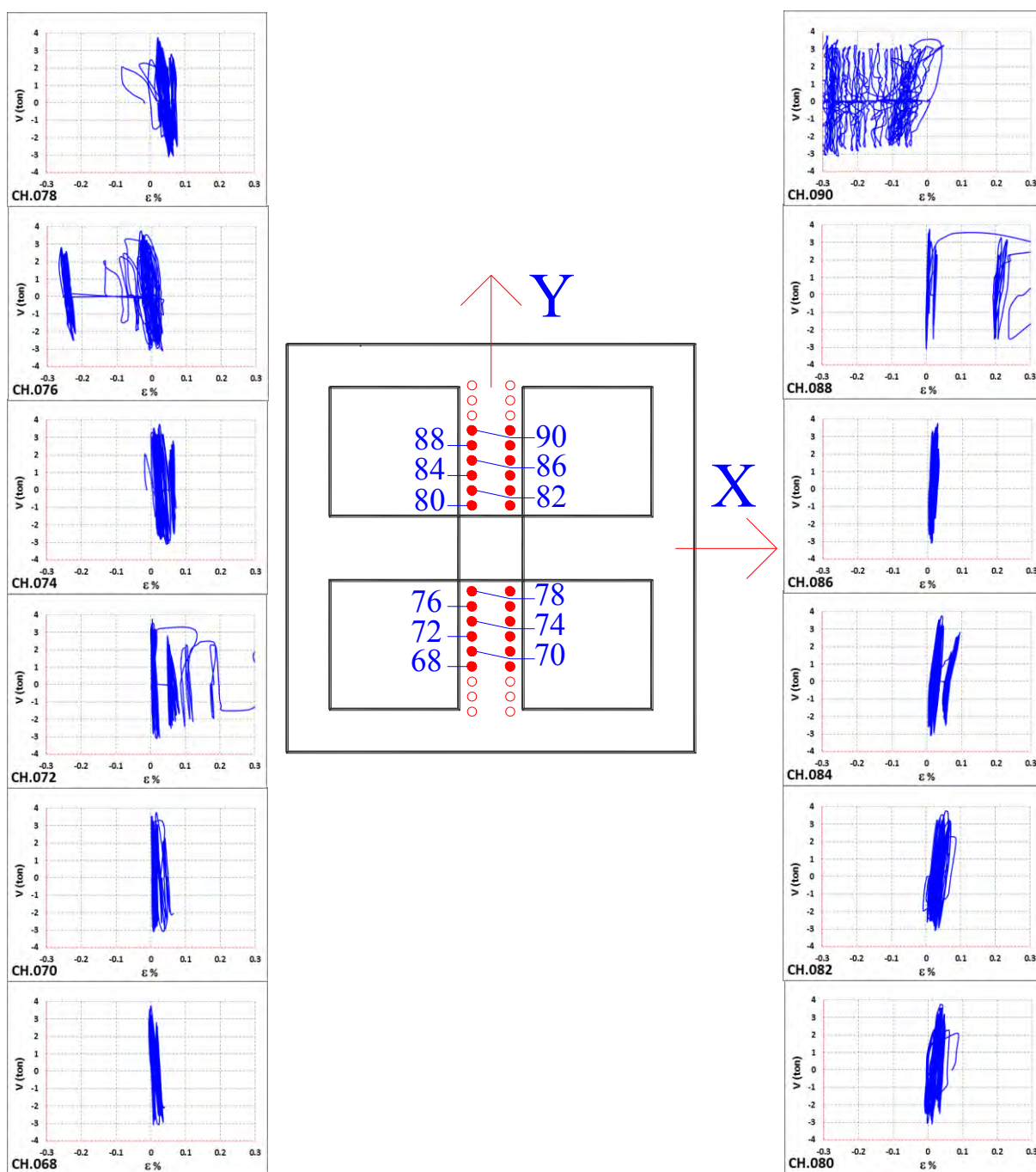
ESPÉCIMEN LP-04



b) Nervadura principal en dirección X

Figura 5.30 (continuación) Deformación unitaria en las galgas extensométricas (strain gages) en el refuerzo por cortante del espécimen LP-04

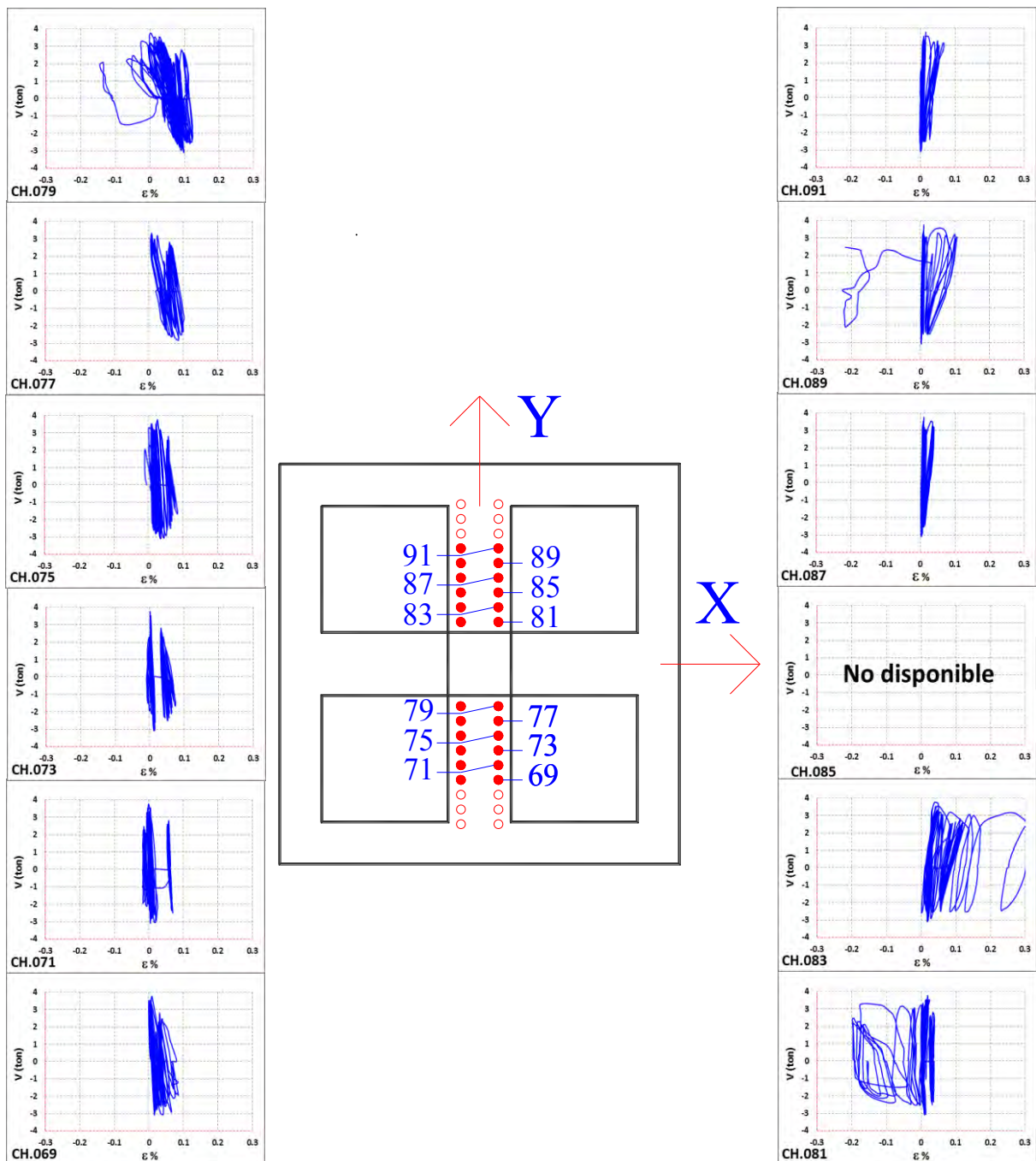
ESPÉCIMEN LP-04



c) Nervadura principal en dirección Y

Figura 5.30 (continuación) Deformación unitaria en las galgas extensométricas (strain gages) en el refuerzo por cortante del espécimen LP-04

ESPÉCIMEN LP-04



d) Nervadura principal en dirección Y

Figura 5.30 (continuación) Deformación unitaria en las galgas extensométricas (strain gages) en el refuerzo por cortante del espécimen LP-04

Si se hace un mayor acercamiento a las gráficas de cortante aplicado vs. deformación unitaria, pueden observarse gráficas similares a las de histéresis. En la figura 5.31 se muestra la deformación en una barra de refuerzo por flexión en la nervadura principal en dirección Y del espécimen LP-03. Estas similitudes se detectaron en algunas gráficas pero no en todas ni en la mayoría. Para poder apreciarlo, se muestran sólo algunas repeticiones, ya que si se muestran todas, el comportamiento no es tan evidente. Podrían hacerse gráficas similares en los canales que muestran esta similitud, pero no se han hecho aquí y se dejan para trabajos posteriores.

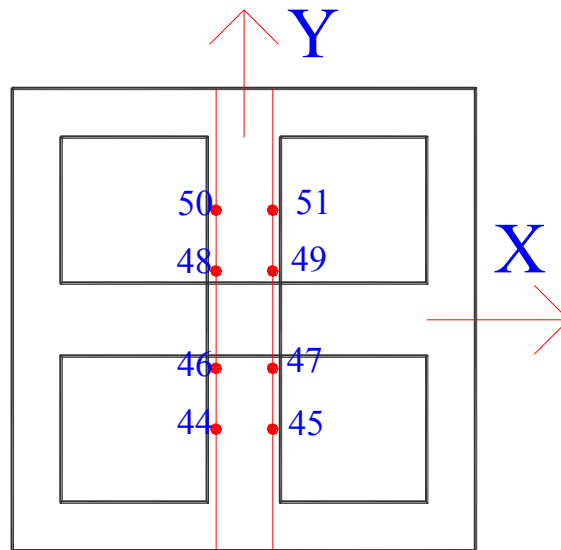
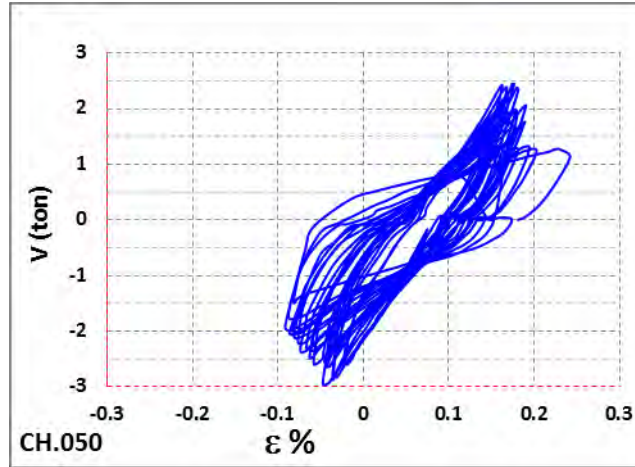


Figura 5.31 Deformación unitaria en la galga del canal 50 en una barra de refuerzo por flexión en la nervadura principal en dirección Y del espécimen LP-03

5.10 Fuerza gravitacional de falla normalizada (P_u/V_{cr})

En la tabla 5.7 se muestran la carga gravitacional promedio en cada espécimen (P_u), el tipo de falla y la distorsión de falla para cada espécimen. Al hacer un análisis de la información existente respecto a las pruebas en la conexión columna-losa se encontró que a la carga gravitacional otros autores la representan con la letra V_u . En este trabajo se mantiene la notación de P_u para no generar confusiones con la fuerza lateral que simula el sismo.

Durante las pruebas, el espécimen que presentó un comportamiento diferente a los demás, fue el LP-05. En el que el espesor máximo de las grietas fue menor que en el resto. La carga lateral disminuyó sin que se presentara el agrietamiento en forma de cono, lo que hace sospechar que se generó una articulación plástica por flexión en las columnas. Puede apreciarse que tanto la degradación de rigidez (figura 5.10) como la disipación de energía (figura 5.13), presentan un comportamiento suavizado propio de una falla por flexión.

Tabla 5.7 Resumen de resultados

Espécimen	Refuerzo	P_u (t)	Ψ	Falla
LP02	Estribos	24.385	0.0202	Penetración
LP03	Pernos	22.445	0.0260	Penetración
LP04	Pernos	31.543	0.0230	Penetración
LP05	Pernos	31.704	0.0297	Penetración-Flexión
LP06	Pernos	46.875	0.0182	Penetración

Para poder comparar los resultados obtenidos con los resultados mostrados en la literatura, se debe normalizar la carga gravitacional aplicada. La carga que se ha empleado en la mayoría de las investigaciones para normalizar los resultados es la carga de penetración en un espécimen sin refuerzo que falla por punzonamiento, en ausencia de momento desbalanceado, y se representa con las letras V_{cr} . En este sentido, hay diferencias entre la forma que se calcula dicha carga en las NTC y en el ACI318. Cabe destacar que la diferencia principal es que en las NTC se usa la misma fórmula cuando existe postensado que cuando no lo hay; en cambio en el ACI318 el postensado se toma en cuenta de forma explícita y contribuye a la resistencia debido a que primero debe vencerse el esfuerzo de precompresión para poder generar las grietas de tensión diagonal (cortante) y también la componente vertical de la fuerza de presfuerzo contribuye a la resistencia.

La fuerza cortante resistente V_{cr} se calcula con la ecuación 5.3.

$$V_{cr} = v_{cr} A_{cr} \quad (5.3)$$

donde:

v_{cr} es el esfuerzo cortante máximo de diseño

A_{cr} es el área de la sección crítica (definida en la sección 3.2.7).

Para determinar V_{cr} NTC, el término v_{cr} se calcula con la ecuación 5.4, como se señala en la sección 2.5.9.3 de las NTC-Concreto.

$$v_{cR} = \text{el valor menor de} \begin{cases} (0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} \\ \sqrt{f_c^*} \end{cases} \quad (5.4)$$

Para determinar V_{cR} ACI, el reglamento ACI318 (sección 11.11.2.2) indica que se calcule con la ecuación 5.5.

$$V_{cR} = \left(3.16\beta_p\lambda\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc} \right) b_0d + V_p \quad (5.5)$$

donde:

β_p se determina con la siguiente expresión

$$\beta_p = \text{el valor menor de} \begin{cases} 0.29 \\ 0.083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 1.5 \right) \end{cases}$$

donde:

λ es factor de modificación para concreto ligero

f_{pc} es el esfuerzo de compresión en el concreto por la fuerza de presfuerzo después de pérdidas.

$b_0d = A_{cr}$ área de la sección crítica

V_p es la componente vertical de la fuerza efectiva de presfuerzo

$\alpha_s = 40$ para columnas interiores, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina

Debido a que la fuerza de presfuerzo es prácticamente horizontal en el paño de la columna, se desprecia el término V_p de la ecuación 5.5, ver ecuación 5.6.

$$V_{cR} = \left(3.16\beta_p\lambda\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc} \right) b_0d \quad (5.6)$$

Si los términos que están entre paréntesis en la ecuación 5.6 los designamos como v_{cr} , y b_0d es el área de la sección crítica y se designa como A_{cr} , se tiene entonces que la ecuación 5.6 se reescribe como la ecuación 5.7 y es igual a la ecuación 5.3.

$$V_{cR} = v_{cr}A_{cr} \quad (5.7)$$

donde v_{cr} para el ACI se calcula con la ecuación 5.8.

$$v_{cR} = 3.16\beta_p\lambda\sqrt{f_c'} + 0.3f_{pc} \quad (5.8)$$

Parece un error que las NTC desprecien la contribución de la fuerza de postensado en el cálculo del esfuerzo resistente del concreto. Para incluirlo, se propone tomar en cuenta el 30% del esfuerzo de compresión debido al postensado, la ecuación 5.4 se transforma entonces en la ecuación 5.9.

$$v_{cR} = \text{el valor menor de } \begin{cases} (0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} + 0.3f_{pc} \\ \sqrt{f_c^*} + 0.3f_{pc} \end{cases} \quad (5.9)$$

Para determinar A_{cr} , se toma en cuenta que el espesor de las nervaduras y de la capa de compresión son diferentes y se determinan con la ecuación 3.10. Los resultados de calcular V_{cR} , con las NTC y con el ACI se muestran en la tabla 5.8. La columna NTC-Prop. muestra los valores cuando se incluyen los efectos del presfuerzo.

Tabla 5.8 Fuerza cortante resistente del concreto, NTC y ACI318

Espécimen	Refuerzo	V_u (kg)	V_{cR} NTC (kg)	V_{cR} NTC-Prop. (kg)	V_{cR} ACI (kg)
LP-02	Estribos	24385	34788	51539	48630
LP-03	Pernos	22445	29033	45783	43356
LP-04	Pernos	31543	35325	52076	49123
LP-05	Pernos	31704	43337	68172	64549
LP-06	Pernos	46875	40292	65127	61758

Nótese que de acuerdo con las NTC vigentes la carga aplicada (V_u) al espécimen LP-06 es mayor que la que resiste el concreto sin refuerzo (V_{cR}), por lo que se requiere refuerzo para soportar las cargas gravitacionales aplicadas, mientras que con la propuesta de modificación, no se requiere.

En la tabla 5.9 se muestra la carga gravitacional normalizada con la resistencia ante fuerza cortante del concreto. Es claro que los valores normalizados con las NTC serán mayores porque la resistencia calculada siempre es menor que la calculada con el ACI318.

Tabla 5.9 Carga de falla normalizada (P_u/V_{cR})

Esp.	Refuerzo	P_u/V_{cR} (NTC)	P_u/V_{cR} NTC-Prop.	P_u/V_{cR} (ACI)	ψ	Falla
LP02	Estribos	0.70	0.47	0.50	0.0202	Penetración
LP03	Pernos	0.77	0.49	0.52	0.0260	Penetración
LP04	Pernos	0.89	0.61	0.64	0.0230	Penetración
LP05	Pernos	0.73	0.47	0.49	0.0297	Penetración-Flexión
LP06	Pernos	1.16	0.72	0.76	0.0182	Penetración

El tipo de falla que predominó en las pruebas fue el de penetración por cortante. La distorsión asociada a la falla se encuentra en el orden del 2%.

Los resultados experimentales se muestran en la gráfica distorsión última vs carga aplicada normalizada (Joint ACI-ASCE, 2010), ver figura 5.32. Los resultados de los cinco especímenes se muestran en la gráfica, junto con otros resultados encontrados en la

literatura. Cada uno de los resultados de este estudio se muestra dos veces debido a que la resistencia del concreto V_{cR} se calculó mediante los dos métodos mencionados: el de las NTC-Concreto 2004 y el del ACI318-2011.

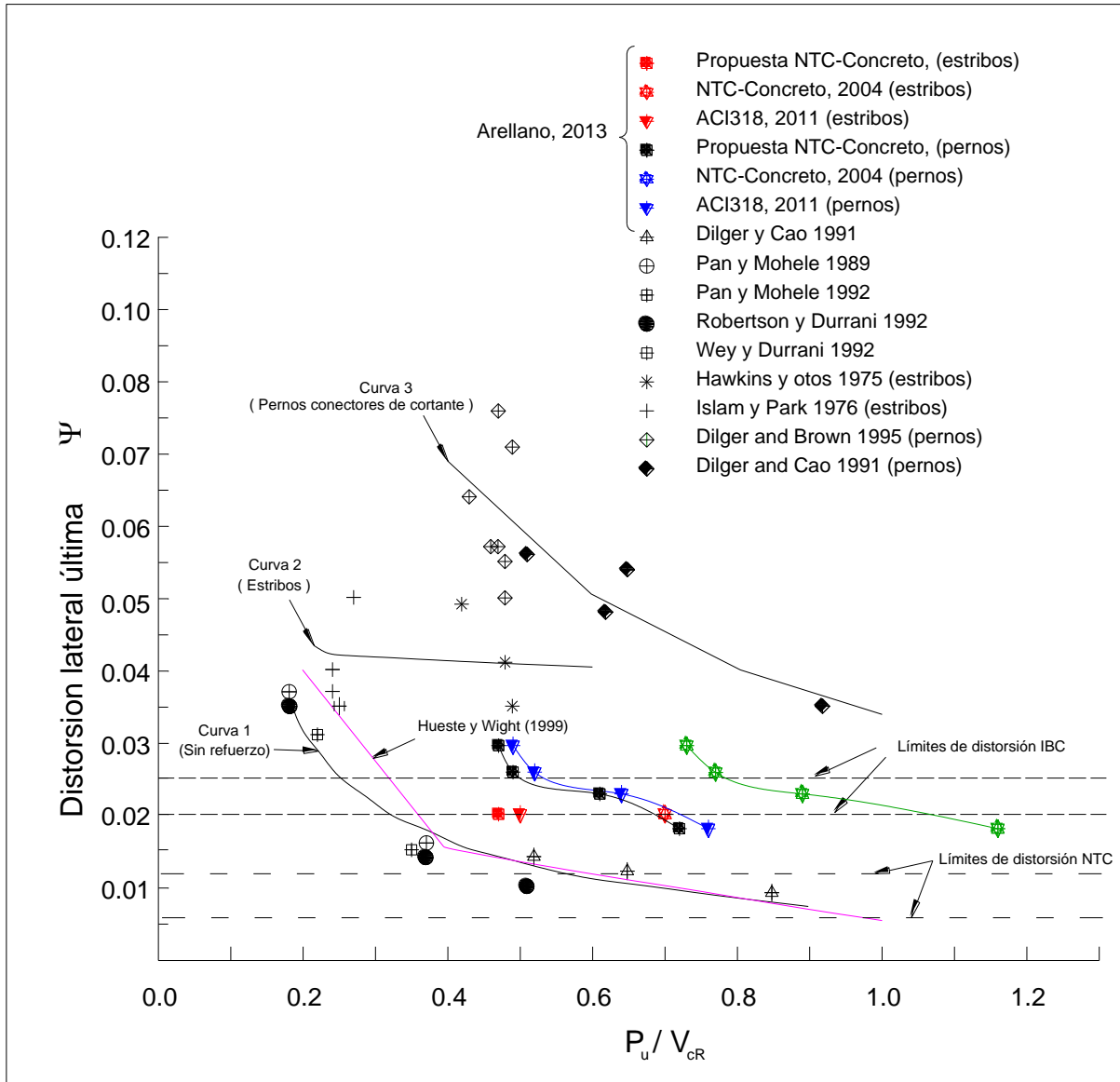


Figura 5.32 Efecto de la carga gravitacional en la distorsión última

Debido a que los resultados presentados por otros autores emplearon al ACI318 para determinar la resistencia ante el punzonamiento, las comparaciones que se hacen a continuación son para los valores usando ese reglamento.

En la figura 5.32 se muestra que las losas sin refuerzo por cortante (Curva 1), son capaces de resistir deformaciones de 1.2% (límite superior de las NTC) si la carga gravitacional aplicada es menor al 40% de la carga que resiste el concreto. No es una buena opción construir estructuras nuevas con losas sin refuerzo por cortante ya que se promueve

una falla frágil, pero muestra un límite inferior para losas existentes que se hayan construido sin refuerzo por cortante.

La curva que describe el comportamiento de placas planas con estribos (Curva 2), propuesta por otros autores, muestra que ante cargas gravitacionales bajas (menores al 50% de la carga resistente del concreto), se pueden alcanzar distorsiones de hasta 4%. Para el espécimen LP-02 ante el mismo nivel de carga gravitacional, la distorsión de falla es de 2%, es decir la mitad de lo que observaron otros autores en placas planas. La losa aligerada que se probó no tenía zona maciza alrededor de la columna y las nervaduras son del mismo ancho que la columna, con lo que el posible cono de falla sólo puede formarse en las nervaduras; es decir hay mucho menos material para resistir los esfuerzos cortantes.

En la figura 5.32 también se muestra una curva que describe el comportamiento de las placas planas reforzadas con pernos conectores de cortante (Curva 3). Puede apreciarse que conforme aumenta la carga gravitacional normalizada aplicada, la distorsión máxima disminuye. El mismo comportamiento se aprecia en los resultados de este estudio, pero con distorsiones de falla significativamente menores. Esto es debido también a que hay menos material para resistir los esfuerzos que forman el cono de falla.

Aunque los valores de las distorsión de falla en las losas aligeradas son menores que en las placas planas, son mayores que $\Psi=0.006$ que es el límite de la distorsión de diseño para edificios con losas planas de las NTC. Por lo que se considera que las NTC tienen límites conservadores para estas estructuras.

Los límites de la distorsión de falla que se establecen en el reglamento International Building Code (IBC), son conservadores respecto a los valores experimentales, pero permiten grandes distorsiones, de hasta $\Psi=0.025$. Por lo que se sugiere en este trabajo que para estructuras de losas postensadas con un sistema encargado de tomar el 100% de sismo, se permitan distorsiones no menores que $\Psi=0.012$.

Si se retira el resultado de la ductilidad para el espécimen LP-03 (la separación del refuerzo no cumple con las NTC), se tiene que la ductilidad mínima medida experimentalmente en este estudio es de 3.3 (tabla 5.5) o mayor, por lo que se recomienda que el factor de comportamiento sísmico, que actualmente es de $Q=2$, se establezca acorde con el sistema sismoresistente.

5.11 Fuerza lateral teórica vs experimental.

5.11.1 Resistencia experimental

La resistencia medida experimentalmente es el mayor valor de la fuerza lateral (V_t) en los diagramas de histéresis; sin embargo, se tienen dos valores de la fuerza lateral: uno para producir los desplazamientos que se denominaron de jale y otro para los de empuje (ver figura 5.19). Las resistencias experimentales $V_{experimental}$ mostradas en la tabla 5.10 corresponden al menor de los dos valores.

Tabla 5.10 Fuerza lateral resistente

Espécimen	V_{empuje} (kg)	V_{jale} (kg)	$V_{empuje}-V_{jale}$ (kg)	$V_{experimental}$ (kg)	V_{jale}/V_{empuje}
LP-02	4268	4066	202	4066	0.95
LP-03	2961	2541	420	2541	0.86
LP-04	3093	3765	-672	3093	1.22
LP-05	4604	4431	173	4431	0.96
LP-06	3527	2775	752	2775	0.79

Dado que los armados de las losas ensayadas son simétricos, se debería tener el mismo valor para la fuerza resistente de jale y de empuje; pero como se muestra en la última columna de la tabla 5.10, la carga de empuje casi siempre fue más grande. Al llevar a cabo los ensayos, se procuró limitar la influencia del peso del brazo biarticulado que aplica la fuerza gravitacional o normal a la columna inferior (ver figura 4.30). Para lograrlo, se empleó un sistema de contrapesos para aplicar una fuerza aproximadamente igual a la que transmite el brazo a la columna. En caso de que la diferencia entre la fuerza de jale y empuje se debiera a la presencia del brazo biarticulado, la diferencia entre ambas fuerzas debería ser constante. Pero como se muestra en la tabla 5.10, la diferencia no es constante; por lo tanto no se debe a la carga del brazo biarticulado. La diferencia entre las fuerzas puede deberse a que el material no es homogéneo y aunque se colocaron los refuerzos lo más simétrico posible, pequeñas variaciones en la ubicación pueden explicar la falta de simetría.

5.11.2 Resistencia teórica

Para definir la resistencia teórica hay que determinar si la falla se produce en el concreto o en el acero de refuerzo. Se tiene el registro de las galgas extensométricas en el acero de refuerzo y, prácticamente, ninguna de ellas fluye, por lo que puede asumirse que la falla se presenta en el concreto.

La carga resistente teórica puede calcularse a partir de la ecuación 5.10 (sección 2.5.9.2 NTC-Concreto) de la que puede despejarse el momento M_u . Para tomar en cuenta la condición más desfavorable, se emplea el esfuerzo cortante máximo de diseño (ver figura 5.33, sección 2.5.9.2, NTC-Concreto). El momento último de la ecuación 5.10 lo produce la carga lateral aplicada (V_l) y se calcula con la ecuación 5.11.

$$v_u = \frac{P_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c}{J} \quad (5.10)$$

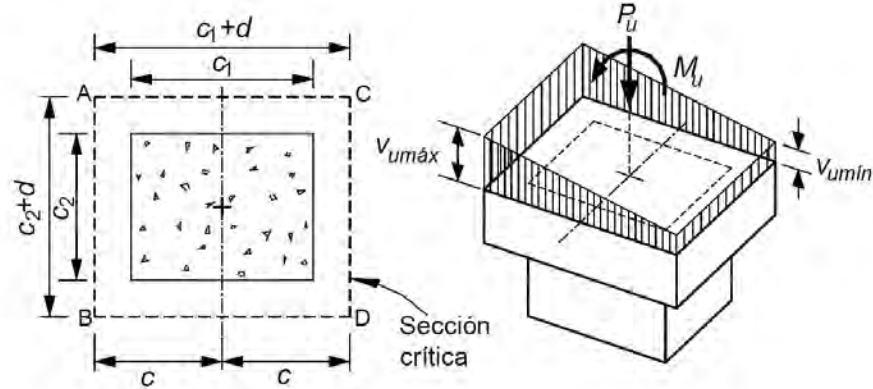


Figura 5.33 Esfuerzo cortante máximo en el concreto, (figura 2.2 NTC-Concreto)

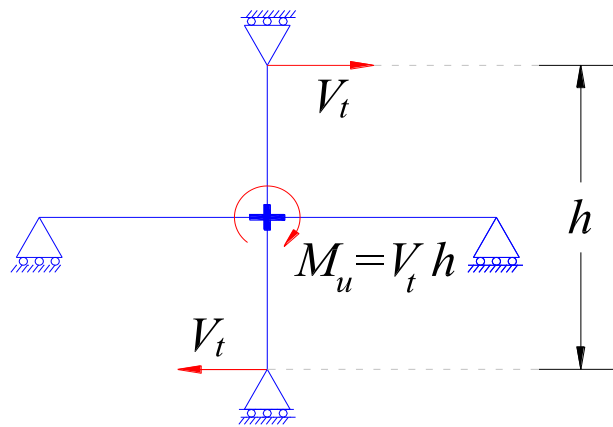


Figura 5.34 Momento desbalanceado producido por V_t

La figura 5.34 muestra la definición del momento no balanceado que se aplica a la conexión.

$$M_u = V_t h \quad (5.11)$$

donde

V_t es la Fuerza lateral (sísmica)

h es el brazo de palanca de la fuerza lateral (sísmica)

Si se sustituye la ecuación 5.11 en la ecuación 5.10, se tiene la ecuación 5.12.

$$v_u = \frac{P_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha(V_t h)c}{J} \quad (5.12)$$

donde:

α es la fracción del momento que se transfiere por cortante

c_1 es la dimensión de la columna paralela al momento transmitido

c_2 es la dimensión de la columna perpendicular al momento transmitido

A_{cr} se calcula con la ecuación 3.10

J se calcula con la ecuación 3.11 (se desprecia la contribución de las áreas laterales)

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

Para determinar A_{cr} , se toma en cuenta que los espesores de las nervaduras y de la capa de compresión son diferentes y se determinan con la ecuación 3.10. Los resultados de calcular V_{cr} , con las NTC y con el ACI se muestran en la tabla 5.8.

Despejando V_t de la ecuación 5.12, se tiene una expresión para calcular la fuerza lateral teórica.

$$V_t = \frac{J}{\alpha h c} \left(v_u - \frac{P_u}{A_{cr}} \right) \quad (5.13)$$

En la expresión anterior, v_u es el esfuerzo máximo que resiste el concreto. En la sección 2.5.9.5 de las NTC-Concreto se establecen dos valores para el cálculo de v_u : la ecuación 5.14 da el valor que toma el concreto cuando se tiene refuerzo por cortante, y la ecuación 5.15, da el valor máximo que pueden resistir conjuntamente el concreto y el acero de refuerzo por cortante.

$$v_u = 0.4 \sqrt{f'_c} \quad (5.14)$$

$$v_u = 1.3 \sqrt{f'_c} \quad (5.15)$$

Los valores correspondientes que presenta el Reglamento ACI 318-11 (secciones 11.11.3.1 y 11.11.3.2 son las siguientes:

$$v_u = 0.53 \sqrt{f'_c} \quad (5.16)$$

$$v_u = 1.6 \sqrt{f'_c} \quad (5.17)$$

La tabla 5.11 muestra el valor teórico de la fuerza lateral (V_t) usando las NTC-Concreto. Para determinar el valor de v_u se utilizó la ecuación 5.15 que proporciona el límite superior cuando el acero de refuerzo no fluye. El valor h de la tabla es la distancia entre los puntos de aplicación de las fuerzas laterales, que varió para los especímenes, debido a la forma en que se colocó el collar de acero en la columna superior como puede verse en la figura 4.30. Nótese que la fuerza teórica del espécimen LP-06 es pequeña comparada con el resto, debido a que la resistencia f'_c es baja, y la carga gravitacional aplicada es alta, por lo que el término dentro del paréntesis de la ecuación 5.13 resulta muy pequeño.

Los especímenes LP-02 y LP-04, tienen las mismas separaciones del refuerzo (9 cm) y una resistencia del concreto similar (257 y 265 kg/cm² respectivamente, ver tabla 5.11), pero la resistencia teórica es muy diferente (2647 kg y 1762 kg respectivamente), debido a que la carga gravitacional aplicada (P_u) es mayor para la losa LP-04. La carga lateral que produce la falla (V_t) disminuye conforme se incrementa el valor de la carga gravitacional aplicada (P_u).

Tabla 5.11 Fuerza lateral teórica NTC

<i>Esp.</i>	P_u (kg)	$f'c$ (kg/cm ²)	v_u NTC (kg/cm ²)	c (cm)	α	A_{cr} (cm ²)	J (cm ⁴)	h (cm)	V_t NTC (kg)
LP-02	24385	257	20.84	22.75	0.4	2170	687302	274	2647
LP-03	22445	179	17.39	22.75	0.4	2170	687302	272	1955
LP-04	31543	265	21.16	22.75	0.4	2170	687302	284	1762
LP-05	31704	236	19.97	22.75	0.4	2821	973363	272	3434
LP-06	46875	204	18.57	22.75	0.4	2821	973363	272	767

Tabla 5.12 Fuerza lateral teórica ACI

<i>Esp.</i>	P_u (kg)	$f'c$ (kg/cm ²)	v_u ACI (kg/cm ²)	c (cm)	α	A_{cr} (cm ²)	J (cm ⁴)	h (cm)	V_t ACI (kg)
LP-02	24385	257	25.65	22.75	0.4	2170	687302	274	3973
LP-03	22445	179	21.41	22.75	0.4	2170	687302	272	3069
LP-04	31543	265	26.05	22.75	0.4	2170	687302	284	3061
LP-05	31704	236	24.58	22.75	0.4	2821	973363	272	5246
LP-06	46875	204	22.85	22.75	0.4	2821	973363	272	2452

La tabla 5.12 muestra el valor teórico de la fuerza lateral (V_t) usando el reglamento ACI318-11. Se utilizó también el límite superior de v_u (ecuación 5.17) por las mismas razones explicadas para el caso de las NTC. Como el reglamento ACI318 considera que el concreto es capaz de desarrollar un esfuerzo cortante mayor, todos los valores de la resistencia teórica son mayores que los que se obtienen empleando las NTC.

Una forma de comparar los resultados teóricos calculados con cada reglamento es mediante la normalización de los resultados. En la tabla 5.13 se muestra la columna (V_t ACI/ V_t NTC); los valores calculados con el ACI son al menos 50% mayores que los calculados con las NTC. Para el espécimen LP-06 esta diferencia es mayor debido a que la fuerza teórica calculada con las NTC es muy pequeña debido a que la carga gravitacional (P_u) es grande. Conforme la carga gravitacional se incrementa, V_t ACI/ V_t NTC se incrementa de forma no lineal, debido a que es función, entre otros parámetros de la raíz cuadrada de la resistencia del concreto.

Una de las comparaciones más importantes que pueden hacerse para determinar la precisión con que se estiman las resistencias teóricas es compararlas con los resultados experimentales. Para hacer la comparación se dividen las resistencias experimentales entre

los teóricas. Cuando se hace esta comparación usando las NTC-Concreto, se tiene que la división $V_t \text{ Exp.} / V_t \text{ NTC}$ es mayor que uno, es decir la resistencia teórica se estima de forma conservadora, lo que permite tener confianza en el diseño. Se puede definir el concepto de sobre resistencia como la cantidad extra de resistencia experimental que tienen las losas ensayadas respecto a la teórica. En la tabla 5.13 se puede ver que la sobre resistencia mínima es de alrededor del 30% para las NTC.

Tabla 5.13 Fuerza lateral normalizada (experimental / teórica)

Esp.	$V_t \text{ NTC}$ (kg)	$V_t \text{ ACI}$ (kg)	$V_t \text{ Exp.}$ (kg)	$V_t \text{ ACI} / V_t \text{ NTC}$	$V_t \text{ Exp.} / V_t \text{ NTC}$	$V_t \text{ Exp.} / V_t \text{ ACI}$
LP-02	2647	3973	4066	1.50	1.54	1.02
LP-03	1955	3069	2541	1.57	1.30	0.83
LP-04	1762	3061	3093	1.74	1.76	1.01
LP-05	3434	5246	4431	1.53	1.29	0.84
LP-06	767	2452	2775	3.20	3.62	1.13

Al comparar la resistencia experimental con la teórica usando el reglamento ACI318, $V_t \text{ Exp.} / V_t \text{ ACI}$, puede verse que para los especímenes LP-03 y LP-05 no se alcanza la resistencia estimada teóricamente (tabla 5.13), es decir un diseño hecho con el reglamento ACI318 conduciría a resultados inseguros (para los especímenes LP-03 y LP-05). Para los especímenes LP02 y LP-04 se estima la resistencia con mucha precisión, con una diferencia del 2% o menor. Para el espécimen LP-06, se tiene una sobre resistencia del 13%.

Otra forma en que puede expresarse el esfuerzo cortante resistente del concreto es mediante la ecuación 5.18, donde la resistencia depende del parámetro Ω . En la tabla 5.14, se muestran los valores de Ω necesarios para que V_t calculada en forma teórica sea igual a la medida en forma experimental.

$$v_u = \Omega \sqrt{f'_c} \quad (5.18)$$

Al final de la tabla 5.14, se muestra el valor promedio de $\Omega=1.56$ y el valor mínimo de $\Omega=1.46$. No se puede emplear el valor medio, debido a que en algunos casos se estaría sobre estimando la resistencia, por lo que se debe emplear el valor mínimo de 1.46. Aunque también puede establecerse un valor mínimo de la sobrerresistencia que debe tener la conexión, con lo que Ω puede modificarse hasta obtener el resultado deseado. De forma práctica, en este trabajo se recomienda un valor de $\Omega=1.45$. Los resultados de la resistencia teórica se muestran en la tabla 5.15; el valor de la sobre resistencia se minimiza (1%).

Tabla 5.14 Valores de Ω para que la fuerza lateral experimental=teórica

Esp.	P_u (kg)	f'_c (kg/cm ²)	Ω	v_u Teo. (kg/cm ²)	c (cm)	α	A_{cr} (cm ²)	J (cm ⁴)	h (cm)	V_t Teo. (kg)	V_t Exp. (kg)
LP-02	24385	257	1.62	25.99	22.75	0.4	2170	687302	274	4066	4066
LP-03	22445	179	1.46	19.50	22.75	0.4	2170	687302	272	2541	2541
LP-04	31543	265	1.61	26.17	22.75	0.4	2170	687302	284	3093	3093
LP-05	31704	236	1.47	22.51	22.75	0.4	2821	973363	272	4431	4431
LP-06	46875	204	1.66	23.67	22.75	0.4	2821	973363	272	2775	2775
Prom.			1.56								
Mín.			1.46								

Tabla 5.15 Sobre resistencia cuando $\Omega=1.45$

Espécimen	Ω	V_t Teo. (kg)	V_t Exp. (kg)	V_t Exp./ V_t Teo.
LP-02	1.45	3310	4066	1.23
LP-03	1.45	2512	2541	1.01
LP-04	1.45	2412	3093	1.28
LP-05	1.45	4340	4431	1.02
LP-06	1.45	1610	2775	1.72

5.12 Revisión del refuerzo por cortante

En la sección 5.11.2 se comentó que la carga lateral resistente depende de cuál de los materiales falla primero. Dado que se sabía que el acero de refuerzo por cortante no fluyó (medido experimentalmente), la hipótesis de que la falla ocurre en el concreto tenía fundamentos experimentales. Es importante entonces verificar que se colocó suficiente acero de refuerzo.

Las NTC-Concreto y el ACI318 emplean métodos muy parecidos para determinar la contribución de concreto a la resistencia de la conexión, pero tienen enfoques diferentes para determinar el refuerzo por cortante.

5.12.1 Revisión del refuerzo por cortante NTC

Las NTC consideran la presencia de 4 vigas ficticias (NTC-Concreto, sección 2.5.9.5) con un ancho igual al de la columna más un peralte efectivo (mismo valor que el de la sección crítica). Cada una de esas vigas puede tener un refuerzo cortante diferente dependiendo del valor del máximo esfuerzo cortante en la cara (v_u), ver figura 5.33. Para determinar la fuerza cortante actuante en la viga ficticia (P_u), se utiliza el esfuerzo máximo en la cara (v_u) como si fuera constante y se multiplica por el área de la viga ficticia (que es igual al área de la sección crítica en esa cara de la sección de falla), como se observa en la ecuación 5.19 ($A_{cr}=bd$ cuando el peralte en la sección crítica es constante). La resistencia de la conexión es la suma de la fuerza que resiste el concreto más lo que resiste el acero (ecuación 5.20).

La fuerza que debe proporcionar el refuerzo por cortante se calcula con la ecuación 5.21 (despejando P_u de la ecuación 5.20). La fuerza resistente del concreto, se calcula con la ecuación 5.14.

$$P_u = v_u A_{cr} \quad (5.19)$$

$$P_u = P_{cR} + P_{sR} \quad (5.20)$$

$$P_{sR} = P_u - P_{cR} \quad (5.21)$$

La sección 2.5.2.3 de las NTC, proporciona la ecuación para determinar la fuerza resistente que aporta el refuerzo (ecuación 5.22). Normalmente se propone un refuerzo por cortante y la ecuación 5.22 se usa para determinar su separación.

$$P_{sR} = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (5.22)$$

La sección 2.5.9.5.a de las NTC indica que la separación del refuerzo será 0.85 veces la calculada con la ecuación 5.22, es decir s se calcula con la ecuación 5.23 y además no debe ser mayor que $d/3$.

$$s = 0.85 \frac{A_v f_y d}{P_{sR}} \leq \frac{d}{3} \quad (5.23)$$

Al sustituir los valores de la fuerza lateral (V_t NTC) en la ecuación 5.12 se calcula el esfuerzo máximo. Dado que los esfuerzos se calculan cuando la carga lateral está actuando solamente en una dirección (ver figura 5.33), tres de las vigas (AB, AC y BD) tienen el mismo valor máximo del esfuerzo cortante v_{umax} y por lo tanto la misma separación; sin embargo, lo correcto es que la viga ficticia de la cara AB en la figura 5.33 se diseñe para v_{umax} , que la viga ficticia de la cara CD se diseñe para v_{umin} y que las vigas ficticias de las caras AC y BD se diseñen para el esfuerzo promedio, los valores de los esfuerzos en las caras se muestran en la tabla 5.16 (con las consideraciones antes descritas). P_u para cada viga ficticia se obtiene multiplicando el esfuerzo en la viga por el área (A_{cr}) de la viga ficticia (ecuación 5.19 y figura 5.33); los resultados se muestran en la tabla 5.17.

Considerando f'_c medido experimentalmente, se calcula P_{cR} con la ecuación 5.14. Como P_{cR} sólo depende de A_{cr} de cada viga ficticia, P_{cR} es constante para cada una de las losas ensayadas (el ancho de las vigas ficticias es constante). La fuerza que debe proporcionar el refuerzo P_{sR} en cada cara se calcula sustituyendo los datos en la ecuación 5.22 y los valores resultantes se muestran en la tabla 5.17.

Los datos del refuerzo por cortante que se colocó en cada losa pueden verse en la tabla 4.1 y en el apéndice H sobre las deformaciones unitarias en el refuerzo. Con los datos

del refuerzo y los valores de P_{sR} de la tabla 5.17, se calcula la separación requerida sustituyendo los valores en la ecuación 5.23. Los resultados se muestran en la tabla 5.18.

En general, cuando hay un momento desbalanceado en la conexión, se puede tener una separación s diferente en cada viga ficticia.

De acuerdo con las NTC, las losas LP-02, LP-03 y LP-05 no requieren refuerzo por cortante en la viga CD ($s_{CD} = NR$ abreviación de “no requiere” en la tabla 5.16). Para las losas LP-04 y LP-06, la separación en la viga CD es mayor que el peralte efectivo. Recordando que la fuerza lateral V_t la originan fuerzas de sismo que son reversibles, se debe colocar en la viga ficticia CD el mismo refuerzo que en la viga AB (refuerzo simétrico).

Tabla 5.16 Esfuerzo cortante debido a la fuerza lateral V_t NTC

Esp.	P_u (kg)	α	A_{cr} (cm ²)	J (cm ⁴)	V_{tNTC} (kg)	h (cm)	c (cm)	V_{uAB} (kg/cm ²)	V_{uAC} (kg/cm ²)	V_{uBD} (kg/cm ²)	V_{uCD} (kg/cm ²)
LP-02	24385	0.4	2170	687302	2647	274	22.75	20.84	11.24	11.24	1.63
LP-03	22445	0.4	2170	687302	1955	272	22.75	17.39	10.34	10.34	3.29
LP-04	31543	0.4	2170	687302	1762	284	22.75	21.16	14.54	14.54	7.91
LP-05	31704	0.4	2821	973363	3434	272	22.75	19.97	11.24	11.24	2.51
LP-06	46875	0.4	2821	973363	767	272	22.75	18.57	16.62	16.62	14.67

Tabla 5.17 Fuerza que debe tomar el acero de refuerzo P_{sR} NTC

Esp.	P_{uAB} (kg)	P_{uAC} (kg)	P_{uBD} (kg)	P_{uCD} (kg)	P_{cR} (kg)	P_{sRAB} (kg)	P_{sRAC} (kg)	P_{sRBD} (kg)	P_{sRCD} (kg)
LP-02	11306	6096	6096	886	3479	7827	2617	2617	-2592
LP-03	9436	5611	5611	1787	2903	6532	2708	2708	-1116
LP-04	11481	7886	7886	4291	3533	7948	4353	4353	758
LP-05	14085	7926	7926	1767	4334	9751	3592	3592	-2566
LP-06	13095	11719	11719	10343	4029	9066	7690	7690	6313

Tabla 5.18 Separación del refuerzo por cortante s calculado con las NTC

Esp.	A_{vl} (cm ²)	ramas AB	ramas AC	ramas BD	ramas CD	f_y (kg/cm ²)	s_{AB} (cm)	s_{AC} (cm)	s_{BD} (cm)	s_{CD} (cm)	s_{real} (cm)
LP-02	0.71	2	2	2	2	4317	10	31	31	NR	9
LP-03	0.79	2	2	2	2	4934	16	38	38	NR	11
LP-04	0.79	2	2	2	2	4934	13	24	24	135	9
LP-05	0.79	3	2	2	3	4934	16	29	29	NR	9
LP-06	0.79	3	2	2	3	4934	17	13	13	24	7

Al analizar las separaciones de la tabla 5.18, se aprecia que la separación real (s_{real}) del refuerzo fue menor que la requerida por resistencia (para todas vigas de todas las losas)

por lo que el diseño es seguro. Sin embargo, además de los requisitos que se establecen en la sección 2.5.2.3 respecto a la separación del refuerzo ($s \leq d/2$ ó $s \leq d/4$), se tiene el requisito de la sección 2.5.9.5 que limita la separación a $s \leq d/3$. Este requisito no se cumplió para ninguna de las losas, debido a que en el ACI318 se permite usar una separación de hasta $s=0.75d$ cuando las losas son postensadas, (entre otras razones se tiene que las grietas tienen un ángulo menor a 45° y la trayectoria de la grieta cortaría al menos a una barra de refuerzo) y al diseñar los ensayos, se planteó la posibilidad de adoptar esta separación en las NTC-Concreto.

5.12.2 Revisión del refuerzo por cortante ACI318

El reglamento ACI318 trata a la conexión en su conjunto, es decir, no supone la presencia de vigas ficticias. Para determinar la fuerza resistente del acero emplea la ecuación 5.22, donde A_v es al área del refuerzo que se encuentra distribuido en una línea perimetral y con una separación s .

El esfuerzo cortante resistente (v_u) en el concreto se calcula con la ecuación 5.16; los resultados se muestran en la tabla 5.19. Para determinar la fuerza cortante que resiste el concreto P_{cR} , se sustituye el valor de v_u en la ecuación 5.19 (ver tabla 5.20). La fuerza que debe proporcionar el acero de refuerzo se calcula sustituyendo los valores conocidos en la ecuación 5.21; los resultados se muestran en la tabla 5.20.

La separación s se calcula despejándola de la ecuación 5.22 y sustituyendo los valores conocidos de la tabla 5.20. La separación se muestra en la tabla 5.21. Nótese que el refuerzo por cortante de las nervaduras principales en dirección Y de las losas LP-05 y LP-06 está formado por tres pernos (figuras H.24 y H.30); por ello es que el número de pernos resistentes de la línea perimetral es 10 (ver tabla 5.21).

En todos los casos, la separación que se requiere por resistencia empleando el ACI318, es mayor que la separación real, lo que indica que el diseño es seguro. Para losas postensadas con pernos conectores de cortante, el límite para separación es $s \leq 0.75d$ (sección 11.11.5.2), $s=0.75(15.5)=11.63$ cm; todas las losas ensayadas cumplen con una separación menor que dicho límite (ver tabla 5.21).

Tabla 5.19 Esfuerzo cortante máximo debido a la fuerza lateral V_t ACI.

Esp.	P_u (kg)	α	A_{cr} (cm ²)	J (cm ⁴)	V_t ACI (kg)	h (cm)	c (cm)	v_{uAB} (kg/cm ²)
LP-02	24385	0.4	2170	687302	3973	274	22.75	25.65
LP-03	22445	0.4	2170	687302	3069	272	22.75	21.41
LP-04	31543	0.4	2170	687302	3061	284	22.75	26.05
LP-05	31704	0.4	2821	973363	5246	272	22.75	24.58
LP-06	46875	0.4	2821	973363	2452	272	22.75	22.85

Tabla 5.20 Fuerza que debe tomar el acero de refuerzo P_{sR} ACI.

Esp.	A_{cr} (cm ²)	v_{uAB} (kg/cm ²)	P_u ACI (kg)	$f'c$ (kg/cm ²)	P_{cR} ACI (kg)	P_{sR} ACI (kg)
LP-02	2170	25.65	55660	257	18438	37223
LP-03	2170	21.41	46452	179	15387	31065
LP-04	2170	26.05	56520	265	18722	37798
LP-05	2821	24.58	69339	236	22969	46371
LP-06	2821	22.85	64467	204	21355	43112

Tabla 5.21 Separación del refuerzo por cortante s calculado con el ACI318

Esp.	P_{sR} ACI (kg)	A_{vl} (cm ²)	f_y (kg/cm ²)	# ramas	A_v (cm ²)	d (cm)	s ACI (cm)	s Real (cm)
LP-02	37223	0.71	4317	8	5.68	15.5	10	9
LP-03	31065	0.79	4934	8	6.32	15.5	16	11
LP-04	37798	0.79	4934	8	6.32	15.5	13	9
LP-05	46371	0.79	4934	10	7.90	15.5	13	9
LP-06	43112	0.79	4934	10	7.90	15.5	14	7

5.12.3 Comentarios del refuerzo por cortante.

La tabla 5.22 muestra las separaciones s calculadas con las NTC y con el ACI318. Para las separaciones de las NTC, se muestran dos valores, uno para la nervadura principal X y el otro para la nervadura en dirección Y.

Para las losas LP-02, LP-03 y LP-04, se tienen la misma separación con el reglamento ACI318 y con las NTC-C en la nervadura Y.

Para las losas LP-05 y LP-06 que tienen 2 pernos en la nervadura X y 3 en la nervadura Y, la separación calculada con las NTC es distinta en dirección X y Y. Para el espécimen LP-05, se tiene que el esfuerzo promedio difiere mucho del esfuerzo máximo, es por ello que aunque se tenga menos refuerzo en la dirección X, la separación es mayor ya que las vigas en esa dirección, están poco demandadas. Para el espécimen LP-06, la separación es menor en dirección X que en dirección Y debido a que hay menos refuerzo y a que el esfuerzo promedio tiene un valor cercano al máximo.

En el reglamento ACI 318 la separación s no depende de la distribución del refuerzo, pero sí en las NTC, se esperaría una menor separación en la nervadura en dirección Y debido a que el momento aplicado gira alrededor del eje X y el esfuerzo es máximo en la viga ficticia AB; sin embargo, cuando la carga gravitacional aporta una proporción mayor que el momento de desequilibrio, implica que el esfuerzo promedio es similar al esfuerzo cortante, por tanto, una disminución del área de refuerzo por cortante implica, una reducción de la separación en las nervaduras de la dirección X, como se muestra en el último renglón de la tabla 5.22.

Tabla 5.22 Comparación de la separación requerida por resistencia y real

Esp.	NTC		s_{ACI} (cm)	s_{Real} (cm)
	s_X (cm)	s_Y (cm)		
LP-02	31	10	10	9
LP-03	38	16	16	11
LP-04	24	13	13	9
LP-05	29	16	13	9
LP-06	13	17	14	7

Por otra parte, las deformaciones unitarias medidas experimentalmente en el refuerzo por cortante son menores que las deformaciones de fluencia (ver apéndice H). Estos resultados son compatibles con los datos teóricos, porque tanto para las NTC como para el ACI, la separación por resistencia es mayor que la real, es decir, no se requiere que el refuerzo por cortante fluya porque la falla en la conexión se presenta antes en el concreto.

Una de las razones por las que se empleó refuerzo transversal en forma de pernos conectores de cortante, es que se garantiza que son capaces de fluir debido a su anclaje mecánico. En este estudio, los pernos aunque son capaces de fluir, no lo hicieron, debido a que la demanda de resistencia la pudieron proporcionar manteniéndose elásticos.

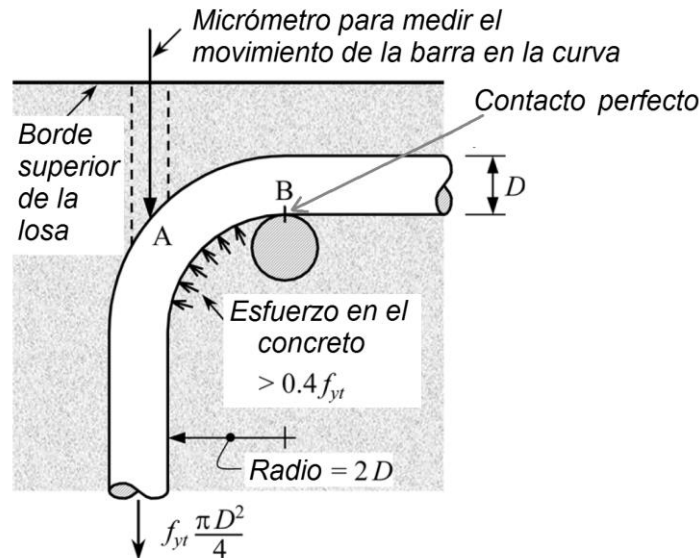


Figura 5.35 Condiciones geométricas y de esfuerzo en barras de refuerzo por cortante curvas, (Joint ACI-ASCE Committee 421, 2008)

Un caso distinto es el de los estribos en losas poco peraltadas (espesor menor a 25 cm), ya que, para desarrollar la fuerza de fluencia, debe existir contacto perfecto entre la barra horizontal del estribo con el refuerzo por flexión (ver figura 5.35); en la práctica esta condición es muy difícil de garantizar. Una manera en que se toma en cuenta que el acero

de refuerzo podría no desarrollar la fluencia es introduciendo un factor de eficiencia (Joint ACI-ASCE, 2008).

Para establecer el factor de eficiencia deben hacerse más estudios en los que la carga teórica haga que falle el acero de refuerzo. Si el refuerzo no fluye, se introduce un factor de eficiencia que sea representativo del esfuerzo medido experimentalmente (a través de la deformación unitaria) para el cálculo del refuerzo (ver ecuación 5.24).

$$s = \frac{A_v (\Gamma f_y) d}{P_{sR}} \quad (5.24)$$

donde Γ es el factor de eficiencia.

El valor del factor de eficiencia recomendado es $\Gamma=0.75$ (Joint ACI-ASCE Committee 421, 2004). Aunque en las NTC no se comenta nada respecto a un factor de eficiencia, de hecho se emplea para todas las losas sin importar el peralte. La ecuación 5.23 puede organizarse de manera que $\Gamma=0.85$, como se muestra en la ecuación 5.25.

$$s = \frac{A_v (0.85 f_y) d}{P_{sR}} \quad (5.25)$$

Si se hacen los experimentos apropiados, puede calcularse un valor de Γ recomendable para losas postensadas aligeradas, que debería ser distinto al de las losas sin postensar.

Con base en el análisis de los resultados que se ha llevado a cabo en este capítulo, se elaboraron las conclusiones y recomendaciones de diseño presentadas en el siguiente capítulo.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Committee 318. (2011). "Building code requirements for structural concrete", American Concrete Institute.

Chopra, A. K. (2000). "Dynamics of structures", Prentice Hall, USA, pp. 98-105.

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2004). "Seismic design of punching shear reinforcement in slab-column connections (ACI 421 to TAC)", American Concrete Institute.

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2008). "Guide to shear reinforcement for slabs (ACI 421.1R-08)", American Concrete Institute, 421.1R-08.

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2010). "Seismic design of punching shear reinforcement in flat plates (ACI 421.2R-10)", American Concrete Institute, 421.2R-10.

Kuramoto, H., and Nishiyama, I. (2000). "Equivalent damping factor of composite RCS frames", ACI Special report SP196, pp. 109-124. (SP196-06).

Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo I, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo. (2004). Gaceta Oficial del Distrito Federal, Décima cuarta época, Tomo II, No. 103-Bis, México, 6 de octubre de 2004.

Pan, A., and Moehle, L. P. (1989). "Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat-slabs", ACI Structural Journal, Vol. 86, No. 3, May-June 1989, pp. 250-258. (86-s27).

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

CONTENIDO

- 6.1 Conclusiones y recomendaciones
- 6.2 Trabajos futuros

6.1 Conclusiones y recomendaciones

Se realizaron ensayos en cinco especímenes que representaban conexiones entre columnas de concreto reforzado y losas planas postensadas aligeradas. Cuatro de estos especímenes fallaron en cortante por penetración y uno en una combinación de flexión y cortante.

Se estudiaron dos tipos de refuerzo por cortante, estribos y pernos conectores. Ambos se comportaron satisfactoriamente.

Para cada valor del desplazamiento objetivo del nodo de control, se llevaron a cabo 4 ciclos completos (jale y empuje) a los que se les denomina repetición. En algunos casos las repeticiones sólo tienen un ciclo; esto se permitió para distorsiones mayores que el límite de $\Psi=0.012$ de las NTC con objeto de agilizar los ensayos.

Del análisis de los ciclos de histéresis, se pudo investigar la rigidez inicial, la pérdida de rigidez, la energía histerética disipada y el amortiguamiento viscoso equivalente.

La rigidez de los especímenes se degrada de forma controlada. Si se tuviera como límite de distorsión el valor de $\Psi=0.012$, se tiene una degradación máxima de la rigidez del 50% (figura 5.10), que está acorde con lo que establecen las NTC-Concreto para las vigas de concreto.

Cuando en una repetición se tienen 2 o más ciclos, las rigideces que se determinaron experimentalmente son muy parecidas entre sí, lo que apoya la idea de que deberían ser iguales, aunque existe una degradación muy ligera.

La energía histerética disipada, que es el área bajo la curva del diagrama de histéresis, está asociada con la cantidad de material alrededor de la columna, o zona maciza. Mientras más material se tenga, más energía histerética se disipa (ver figura 5.13). Este comportamiento se comprobó para distorsiones de $\Psi=0.012$ y mayores. La disipación de energía resultó baja en comparación con otro tipo de conexiones debido a que los ciclos de histéresis presentaron el fenómeno de adelgazamiento alrededor del origen (pinching).

Cuando se tienen dos o más ciclos en una repetición, la energía que se disipa en cada uno es muy similar; se detectaron variaciones, pero son tan ligeras que permiten decir que en cada ciclo se disipó la misma energía, (ver figura 5.14)

Una estructura con losas planas postensadas parece tener un amortiguamiento viscoso equivalente mayor que una estructura de concreto sin postensar. Esto se debe a que el amortiguamiento es función de las fricciones internas del concreto (cuando hay agrietamiento) y como la fuerza del postensado comprime al concreto y tiende a cerrar las grietas, las fricciones aumentan. Para distorsiones menores a $\Psi=0.012$, el amortiguamiento está aproximadamente entre un 10 y un 15%; para las estructuras de concreto sin postensar, las NTC-Concreto asumen un amortiguamiento del 5%.

La ductilidad mínima registrada fue de 2.4, para uno de los especímenes, y para el resto estuvo del orden de 3 o más, por lo que se recomienda estudiar la posibilidad de cambiar el valor del factor de comportamiento sísmico Q (aunque toma en cuenta otros aspectos, es muy parecido a la ductilidad), que actualmente tiene un valor de 2 en las NTC para edificios con losas postensadas. La recomendación es que el factor de comportamiento sísmico lo establezca el sistema sismoresistente que se va a emplear para resistir el 100% de las fuerzas sísmicas sin la contribución de la losa postensada. La ductilidad de 2.4 se registró únicamente en un espécimen, el LP-03, que tiene separación del refuerzo por cortante que no cumple con las NTC. En los otros, la ductilidad mínima fue de 3.3, por lo que es razonable permitir un valor de Q mayor que 2. Además se podría permitir el empleo de un valor de Q mayor, si también se restringe la separación del refuerzo. Actualmente las NTC establecen que la separación no debe ser mayor a $d/3$; esta cantidad parece razonable para losas de peralte pequeño (20 cm o menos) pero para losas peraltadas en este estudio se recomienda que sea de $5\text{ cm} \leq s \leq d/4$ para aumentar la ductilidad en la conexión.

Al estudiar el agrietamiento de los especímenes, se pudo identificar en la mayoría de los casos, patrones de grietas que describen un cono truncado, característico de la falla de penetración por cortante.

La mayoría de las galgas extensométricas colocadas en el acero de refuerzo no alcanzaron las deformaciones de fluencia. Esto es particularmente importante en el caso del refuerzo por cortante (refuerzo transversal). El empleo de pernos conectores (de cortante), fue para garantizar que el acero de refuerzo pudiera alcanzar el esfuerzo de fluencia; para lograrlo en peraltes pequeños, se coloca una cabeza de 10 veces el área del perno con lo que se logra proporcionar un anclaje mecánico. Aunque los pernos tienen la capacidad de fluir, no lo hicieron debido a que antes de desarrollar su esfuerzo de fluencia, ocurrió la falla de penetración en el concreto. A pesar de que no se registró la fluencia del acero, la resistencia medida experimentalmente fue mayor a la calculada en forma teórica.

Cuando se duda de que el acero de refuerzo alcance el esfuerzo de fluencia, puede emplearse un factor de eficiencia un porcentaje del esfuerzo de fluencia para calcular la separación del refuerzo, tal como lo maneja el Comité ACI-ASCE 421 para el diseño del refuerzo por cortante en losas reforzadas con estribos.

Se detectó una diferencia importante al calcular la carga V_{cR} con el Reglamento ACI y con las NTC; la diferencia principal es debido a que en las NTC no se toma en cuenta de forma explícita la contribución del presfuerzo. El presfuerzo induce esfuerzos de precompresión que deben ser vencidos para generar los esfuerzos de tensión diagonal; además de que la componente vertical de la fuerza de presfuerzo contribuye a la resistencia ante fuerza cortante. Se ha sugerido que en las NTC-Concreto que actualmente se encuentran en revisión, se incluya de forma explícita la participación del presfuerzo de la misma manera en que lo hace el reglamento ACI318-11.

Al comparar los resultados obtenidos experimentalmente con los que presentan otros autores, se comprobó que la distorsión de falla depende del nivel de carga gravitacional aplicado (P_u/V_{cR}). Se tiene una relación inversa entre carga aplicada y distorsión de falla, es decir, cuanto mayor sea la carga aplicada, menor será la distorsión de falla. Los valores de

distorsión medidos experimentalmente muestran que puede emplearse al menos un valor de $\Psi=0.012$ para las losas postensadas aligeradas con refuerzo de pernos o estribos. Actualmente ese límite es de $\Psi=0.006$. Si se limita la carga gravitacional aplicada (P_u/V_{CR} $ACI<0.75$), el límite de la distorsión puede aumentar hasta $\Psi=0.020$. Pero al permitir distorsiones mayores, existe la posibilidad de que los elementos no estructurales resulten dañados.

Las distorsiones laterales últimas de los especímenes de este estudio son, en general, menores a las obtenidas por otros autores para valores similares de la relación V_u/V_{CR} (figura 5.32). Esto se atribuye a que las losas de este estudio son aligeradas y su zona maciza es menor a las reportadas por otros autores.

Se definió la sobre resistencia como la división de la fuerza lateral resistente medida experimentalmente entre la fuerza lateral predicha en forma teórica ($V_{experimental}/V_{teórica}$). Con esta definición y empleando la $V_{teórica}$ que predicen las NTC ($V_{teórica}<V_{experimental}$), se tiene una sobre resistencia mínima de 30%, es decir se logran diseños seguros empleando las NTC-Concreto vigentes.

Cuando la $V_{teórica}$ se calcula empleando el reglamento ACI318, se tiene mucha precisión en el cálculo de la resistencia para los especímenes LP-02, LP-04 y LP-06, pero para los especímenes LP-03 y LP-05 se tiene una carencia de resistencia de alrededor del 15%, es decir $V_{teórica}>V_{experimental}$. Cuando $V_{teórica}>V_{experimental}$ se tienen diseños inseguros, por lo que habría que ser especialmente cuidadosos al emplear el reglamento ACI318 en losas aligeradas sin una zona maciza de mayor tamaño que las columnas.

El valor de la fuerza lateral resistente calculada de forma teórica depende del esfuerzo cortante máximo que pueden resistir en conjunto el concreto y el acero de refuerzo, la diferencia entre $V_{teórica}$ y $V_{experimental}$, se minimiza si se emplea un esfuerzo máximo en el concreto $v_u = 1.45\sqrt{f'_c}$.

Las separaciones del refuerzo empleando las NTC y el ACI318, son muy similares, aunque existen diferencias cuando se emplea más refuerzo en la nervadura principal en una dirección. Las NTC permiten separaciones diferentes en las vigas ficticias que se usan para determinar el refuerzo transversal. En el reglamento ACI la separación del refuerzo por cortante no depende de la distribución, sólo de la cantidad de refuerzo colocado en una línea perimetral alrededor de la sección crítica.

Los pernos conectores tienen ventajas constructivas, como menor congestionamiento del refuerzo, y mayor rapidez en el habilitado en campo. Pero tienen la desventaja de no restringir adecuadamente el acero de compresión de las nervaduras. Ante distorsiones grandes superiores al 1.5%, los pernos permiten el pandeo de las barras.

Aunque la falla en cortante por penetración se considera generalmente frágil, es posible realizar diseños seguros cuando se emplean losas postensadas aligeradas como sistema de piso, si se usan en combinación con un sistema sismoresistente primario, diseñado para resistir el 100% de las fuerzas del sismo, sin la contribución de la losa

postensada, como se especifica en las NTC-Concreto. El refuerzo puede proporcionarse en forma de estribos o de pernos conectores de cortante, con un nivel de seguridad similar. El sistema puede lograr ductilidades del orden de 3 o más dependiendo del detallado. Si se limita la carga aplicada (P_u/V_{CR}), la distorsión de falla se incrementa, y se garantizan una sobre resistencia y ductilidad adecuadas.

6.2 Trabajos futuros

En el corto plazo, pueden incluirse los resultados de 3 especímenes que se están probando en las instalaciones de la UAM-Azcapotzalco, en los que el refuerzo por cortante se ha colocado en forma de estribos. Los resultados permitirán tener más puntos para la gráfica Distorsión última vs Carga gravitacional normalizada (figura 5.32). También permitirán determinar la precisión con que se determina la resistencia teórica empleando los reglamentos ACI318 y las NTC.

A mediano plazo, se sugiere llevar a cabo más pruebas con otras combinaciones de refuerzo. Una posibilidad que se ha estudiado hasta el momento es que la zona maciza sea más ancha que las columnas. Los especímenes LP-05 y LP-06 tuvieron esta ampliación de la zona maciza debido a que las nervaduras principales fueron de un ancho mayor que las columnas. Se ha propuesto un proyecto (ante el Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal) en el que el ancho de la zona maciza sea mayor que la columna, independientemente del ancho de las nervaduras principales. Se espera que los resultados tengan una respuesta intermedia entre la unión de placas planas y losas aligeradas con zona maciza del tamaño de la columna.

La mayoría de los datos reportados sobre la unión columna-losa sometida a combinación de cargas verticales y laterales, se ha llevado a cabo con las cargas laterales en una sola dirección. Sólo se ha podido acceder a los resultados reportados por Pan y Mohele (1992) en que los ensayos se hicieron aplicando fuerzas en dos direcciones. Se ha propuesto otro estudio ante el Instituto para la Seguridad de las Construcciones del Distrito Federal para probar especímenes de la conexión columna-losa postensada con cargas bidireccionales y refuerzo por cortante de estribos o mediante pernos.

También se pueden ensayar las conexiones de borde y de esquina, aunque en México la estructura sismo resistente generalmente es perimetral y las vigas de borde son peraltadas, con lo que se evita que la losa plana se apoye directamente sobre las columnas.

La experiencia obtenida en la prueba de especímenes complejos como el caso de la unión losa columna (se emplearon alrededor de 125 instrumentos de medición entre celdas de carga, transductores de desplazamiento y galgas extensométricas) puede emplearse en otros estudios de conexiones viga-columna o similares.

APÉNDICE A: CONSTRUCCIÓN DEL ESPÉCIMEN

CONTENIDO

- A.1 Cimbra
- A.2 Refuerzo
- A.3 Instrumentación
 - A.3.1 Galgas Extensométricas (Strain Gages)
 - A.3.2 Celdas de carga
 - A.3.3 Transductores de desplazamiento
- A.4 Colado
- A.5 Montaje

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura A.1 Cimbra de la columna inferior
- Figura A.2 Cimbra para la losa
- Figura A.3 Cimbra de la columna superior
- Figura A.4 Colocación de la cimbra de la columna superior después del colado.
- Figura A.5 Armado del espécimen LP02
- Figura A.6 Detalle de refuerzo por cortante mediante estribos
- Figura A.7 Resumen de la norma ASTM A1044
- Figura A.8 Dimensiones de los pernos fabricados
- Figura A.9 Riel de pernos conectores de cortante
- Figura A.10 Armado del espécimen LP-03
- Figura A.11 Armado del espécimen LP-04
- Figura A.12 Detalle del refuerzo por cortante mediante pernos conectores de cortante
- Figura A.13 Armado del espécimen LP05
- Figura A.14 Detalle del armado con pernos, Nervadura principal LP05
- Figura A.15 Armado del espécimen LP06
- Figura A.16 Detalle del refuerzo por cortante espécimen LP06
- Figura A.17 Pulido mecánico
- Figura A.18 Pulido químico
- Figura A.19 Aplicación de base y limpieza de superficie
- Figura A.20 Transferencia de la galga extensométrica
- Figura A.21 Pegado de la galga extensométrica
- Figura A.22 Eliminación de la capa superior de estaño en terminales
- Figura A.23 Soldadura del cable trifilar
- Figura A.24 Recubrimiento de la galga
- Figura A.25 Impermeabilización con pegamento de contacto
- Figura A.26 Pernos instrumentados

- Figura A.27 Ubicación esquemática de las celdas de carga
- Figura A.28 Transductores en el espécimen
- Figura A.29 Separación entre marco frontal y el espécimen
- Figura A.30 Transductores horizontales y verticales en el marco de frontal
- Figura A.31 Colado de un espécimen
- Figura A.32 Ajustes a la cimbra
- Figura A.33 Muestra de la mezcla de concreto
- Figura A.34 Ganchos de izaje en el espécimen
- Figura A.35 Rotación del espécimen
- Figura A.36 Apoyo del espécimen
- Figura A.37 Izaje del espécimen
- Figura A.38 Posición final del espécimen

A.1 Cimbra

Para no incluir la variable de la diferencia de edades entre el concreto de la losa y de las columnas, se diseñó la cimbra de forma que se pudiera colar todo el espécimen el mismo día. En el laboratorio de Modelos Intermedios del Departamento de Materiales de la UAM-Azcapotzalco, existe un acceso a la cimentación que tiene forma de tubo rectangular. El acceso se emplea principalmente para poder ajustar los pernos de los especímenes que se ensayan en el marco de pruebas. En este caso, se aprovechó para colocar la cimbra del espécimen de pruebas en su interior y llevar el colado al nivel del suelo. En la figura A.1 se muestra la cimbra de la columna inferior.



Figura A.1. Cimbra de la columna inferior

En la figura A.2 se muestra la cimbra para la losa cuando se está colocando el acero de refuerzo adherido.



Figura A.2. Cimbra para la losa

La cimbra de la columna superior se diseñó para que se pudiera colocar una vez que se terminara el colado de la columna inferior y de la losa. A la cimbra de la columna superior se le colocaron brazos de madera para apoyarla en el perímetro de la cimbra, de esta forma, la cimbra queda flotando al centro de la losa. La figura A.3 muestra a la cimbra completa previa al colado y la figura A.4 muestra la colocación de la cimbra de la columna superior durante el colado de uno de los especímenes.



Figura A.3. Cimbra de la columna superior



Figura A.4. Colocación de la cimbra de la columna superior después del colado de la losa.

A.2 Refuerzo

A.2.1 Refuerzo Adherido

Los detalles refuerzo adherido que se le colocó a cada espécimen se muestra en la tabla 4.1. Se emplearon dos tipos de refuerzo por cortante: estribos y pernos.

El espécimen LP02 se reforzó con estribos. La figura A.5 muestra una vista general del espécimen y la figura A.6 muestra un detalle del refuerzo en el que se aprecian los torones de presfuerzo, el acero adherido para el refuerzo en flexión, los estribos y el refuerzo de la capa en compresión.

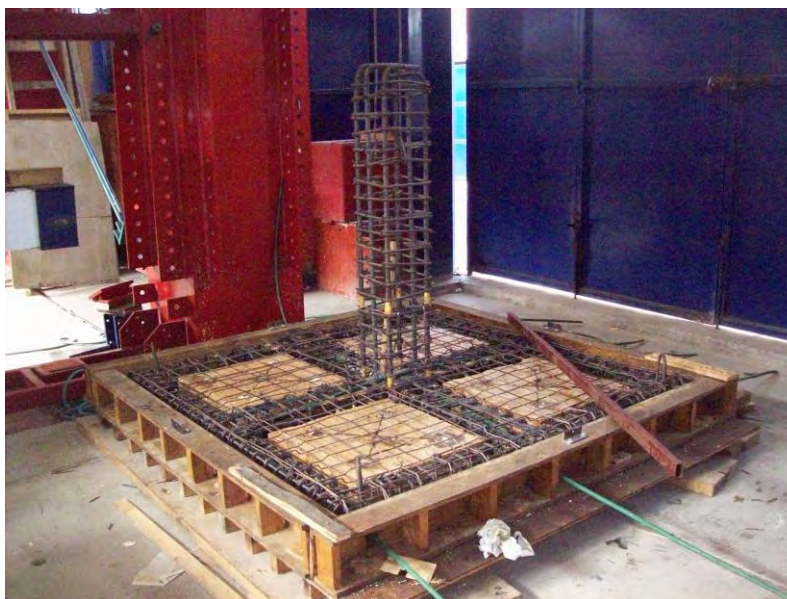


Figura A.5. Armado del espécimen LP02



Figura A.6. Detalle de refuerzo por cortante mediante estribos

A.2.2 Refuerzo mediante pernos conectores de cortante

El refuerzo por cortante en losas de concreto mediante pernos conectores no es común en México, y prácticamente no existen proveedores de este producto, de hecho fue más económico mandar a fabricar los pernos en un torno que importarlos. Se siguieron las recomendaciones del ACI para fabricar las piezas (ACI 421.1R.08), las cuales se basan en la norma ASTM A1044/A1044M. Aunque las recomendaciones del ACI permiten el uso de soldadura para formar rieles de pernos, se decidió emplear pernos formados por una sola pieza para no incluir la variable de la resistencia de la soldadura en el diseño de los especímenes. La figura A.7 muestra un resumen de la norma ASTM A1044.

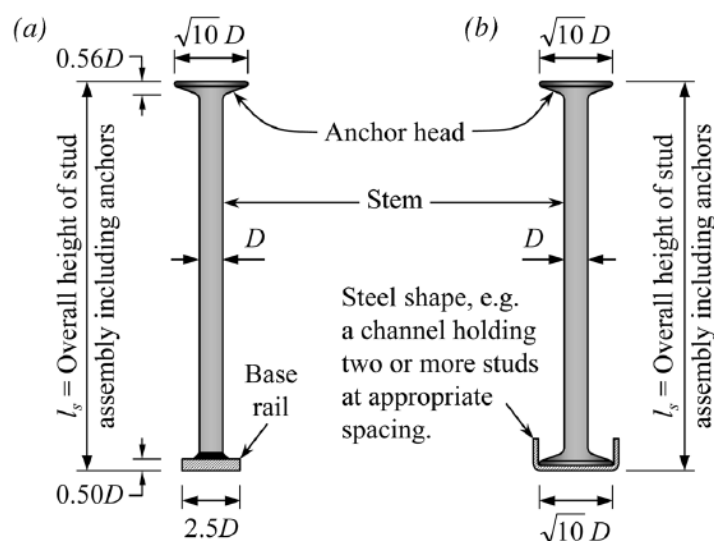


Figura A.7. Resumen de la norma ASTM A1044

Los pernos se fabricaron con acero de refuerzo convencional grado 42, cabe señalar que aunque se desperdició la mayor parte de la barra de acero con que se fabricaron, resultaban más económicos que los importados. En la figura A.8 se muestra las dimensiones de los pernos que se emplean como refuerzo por cortante en este estudio.

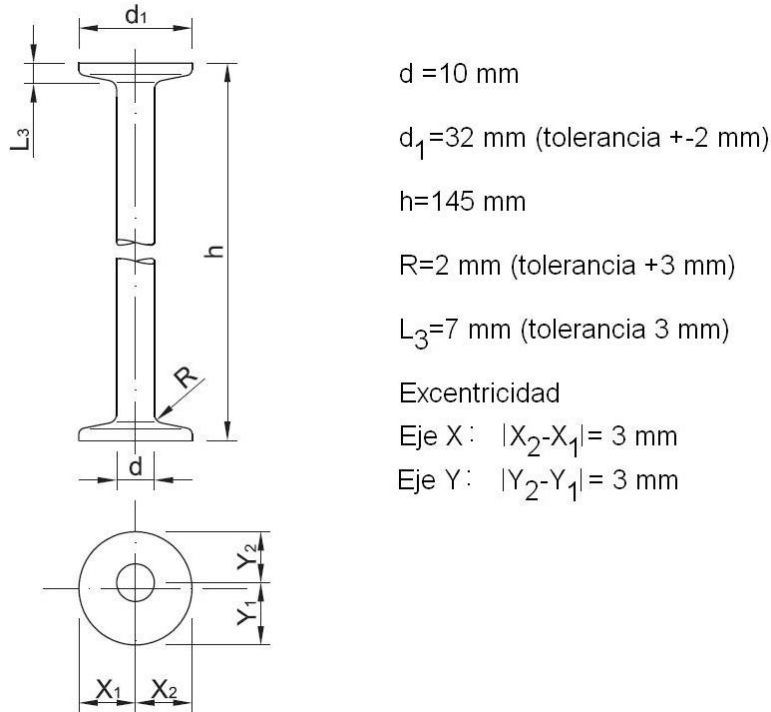


Figura A.8. Dimensiones de los pernos fabricados

Para formar los rieles de refuerzo, se emplearon baguetas en forma de C de lámina de acero de las empleadas en la fabricación de ventanas, figura A.9. El recubrimiento de concreto se logra colocando bajo las baguetas un perfil rectangular de acero de 3/4" como se observa en la misma figura.



Figura A.9. Riel de pernos conectores de cortante

Para el refuerzo por cortante, al espécimen LP03 se le colocaron pernos separados a cada 11 cm. En la figura A.10 se muestra el arreglo de los pernos.



Figura A.10. Armado del espécimen LP-03

El espécimen LP-04 cambia respecto al LP-03 únicamente en la separación de los pernos, en este caso, la separación a cada 9 cm. La figura A.11 muestra una vista general del armado del espécimen LP-04 y en la figura A.12 se muestra un detalle de la separación de los pernos.

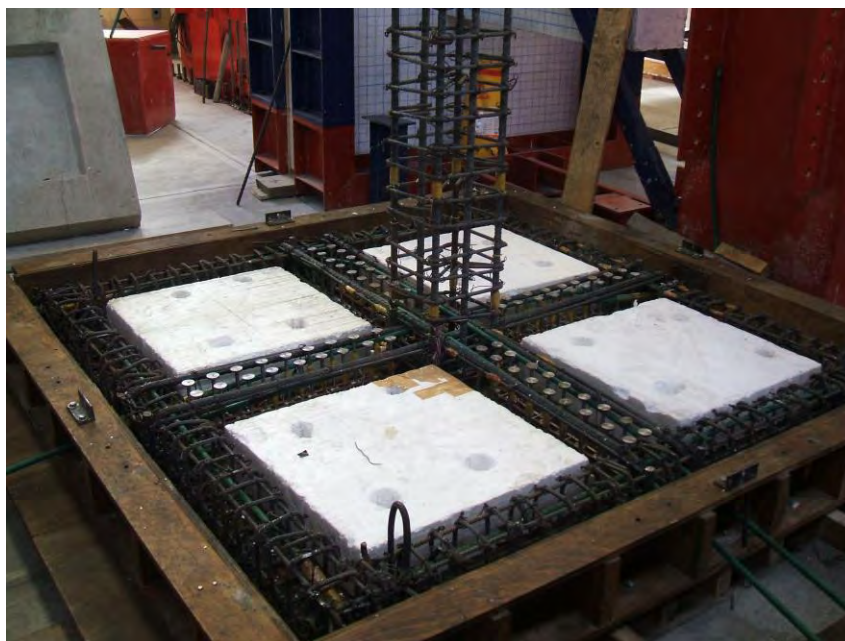


Figura A.11. Armado del espécimen LP-04



Figura A.12. Detalle del refuerzo por cortante mediante pernos conectores de cortante en el espécimen LP-04

En los especímenes LP-05 y LP-06 se aumentó el ancho de la nervadura principal en la dirección Y de análisis. El ancho en este caso es de 60 cm lo que permite que se forme una zona maciza de mayor tamaño que el ancho de la columna como se muestra en la figura A.13



Figura A.13. Armado del espécimen LP05

En la figura A.14 puede apreciarse que se colocan tres líneas de pernos en la dirección Y de análisis.



Figura A.14. Detalle del armado con pernos, Nervadura principal LP05

La diferencia entre el armado del espécimen LP-06 respecto al LP-05 es solo la separación de los pernos. La figura A.15 muestra una vista general del armado durante el proceso de construcción.



Figura A.15. Armado del espécimen LP06

La figura A.16 muestra un detalle del refuerzo por cortante, se aprecia que en la dirección X de análisis se tienen dos líneas de pernos y en la dirección Y de análisis se tienen 3 líneas de pernos.



Figura A.16. Detalle del refuerzo por cortante espécimen LP06

A.3 Instrumentación

A.3.1 Galgas Extensométricas (Strain Gages)

Las galgas extensométricas (strain gages) se emplearon para medir las deformaciones unitarias del acero de refuerzo adherido en flexión, el refuerzo por cortante y la superficie del concreto. Un resumen de la cantidad de galgas colocadas en cada espécimen se encuentra en la Tabla 4.3. El modelo de las galgas empleadas en la instrumentación del acero es el EP-08-250BG-120 de la marca Vishay, y para la superficie de concreto se empleó el modelo PFL-30-11-3LT de la marca TML.

El proceso de colocación de las galgas se describe a continuación. En primer lugar se prepara la superficie; para las barras de acero corrugadas, se elimina la corrugación en la zona en que se quiere conocer la deformación unitaria, hasta que se tiene una superficie lisa. En el caso de los pernos ya se tiene una superficie lisa debido al proceso de fabricación. Para instrumentar la superficie del concreto, se elimina la capa exterior del concreto y se coloca una capa de resina epóxica (devcon) que se lija hasta dejarla lisa.

Una vez que se tiene una superficie lisa, se hace un pulido mecánico mediante lijas de grano cada vez más fino, hasta que se elimina cualquier imperfección de la superficie, como se muestra en la figura A.17. Posteriormente se lleva a cabo un pulido químico mediante un ácido (ver figura A.18) y lija de agua. Para detener la reacción del ácido, se

aplica una base y al mismo tiempo se limpia la superficie como se aprecia en la figura A.19.



Figura A.17. Pulido mecánico



Figura A.18. Pulido químico



Figura A.19. Aplicación de base y limpieza de superficie

La galga y su terminal se pegan en una superficie limpia y se emplea una cinta adhesiva plástica transparente para transferir la galga de la superficie donde se colocó a su posición final, como se muestra en la figura A.20. La galga se pega en su posición final mediante un pegamento de cianocrilato y un catalizador para acelerar el curado como se muestra en la figura A.21.

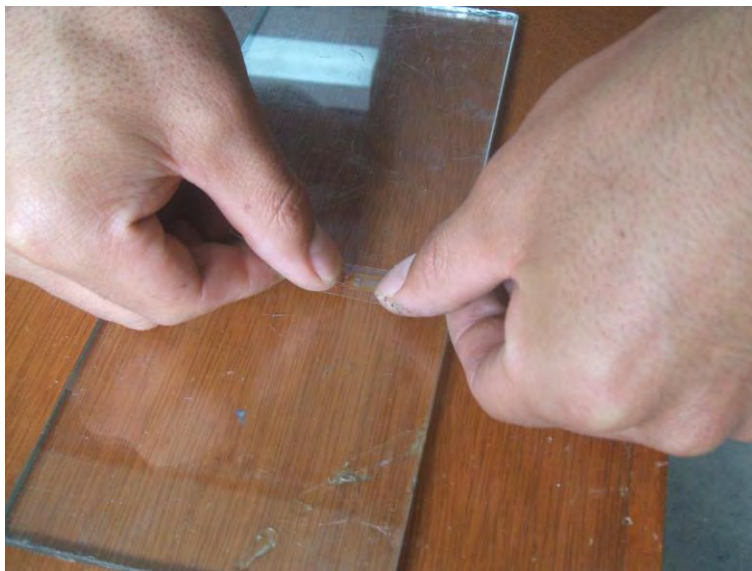


Figura A.20. Transferencia de la galga extensométrica



Figura A.21. Pegado de la galga extensométrica

Una vez que se ha pegado la galga a la superficie, se retira la capa exterior de estaño de la galga y de su terminal, y se unen aplicando soldadura a un alambre de cobre (figura A.22). Para conectar la galga con el dispositivo de adquisición de datos se suelda un cable trifilar de la dimensión adecuada a la terminal como se muestra en la figura A.23. Para

evitar cortos eléctricos, se recubren la galga, la terminal y el cable de cobre mediante un barniz de poliuretano. Como las galgas deben estar aisladas al momento del colado, se les aplica un recubrimiento que consiste en una capa de teflón adhesivo, una capa de neopreno, una capa de caucho, y una capa de aluminio adhesivo (ver figura A.24). Para garantizar que el recubrimiento es impermeable, se aplica una capa de pegamento de contacto (caucho de nitrilo) como se aprecia en la figura A.25.



Figura A.22. Eliminación de la capa superior de estaño en terminales



Figura A.23. Soldadura del cable trifilar

En la figura A.26 se muestran los pernos instrumentados.



Figura A.24. Recubrimiento de la galga



Figura A.25. Impermeabilización con pegamento de contacto



Figura A.26. Pernos instrumentados

A.3.2 Celdas de carga

Se colocaron celdas de carga para medir las fuerzas aplicadas en los puntos de interés. Debido a las características de los cilindros hidráulicos con que se hizo la prueba, se colocaron seis celdas de carga para medir las cargas externas y dos celdas de carga huecas para medir la variación de las fuerzas en el postensado. En la figura A.27 se muestra esquemáticamente la ubicación de las celdas de carga. A las celdas de carga que miden la carga P definida en la ecuación 4.3, se les asigna la numeración 131 y 132; estas celdas tienen una capacidad de 50 toneladas, y como se tenía planeado aplicar cargas superiores a este valor, se decidió emplear dos celdas en paralelo para no superar su capacidad. Las celdas que miden las cargas en el ciclo definido como jale son la 133 y 134, las que miden las cargas definidas como empuje tienen la numeración 135 y 136, y las que miden las cargas de postensado tienen la numeración 137 y 138.

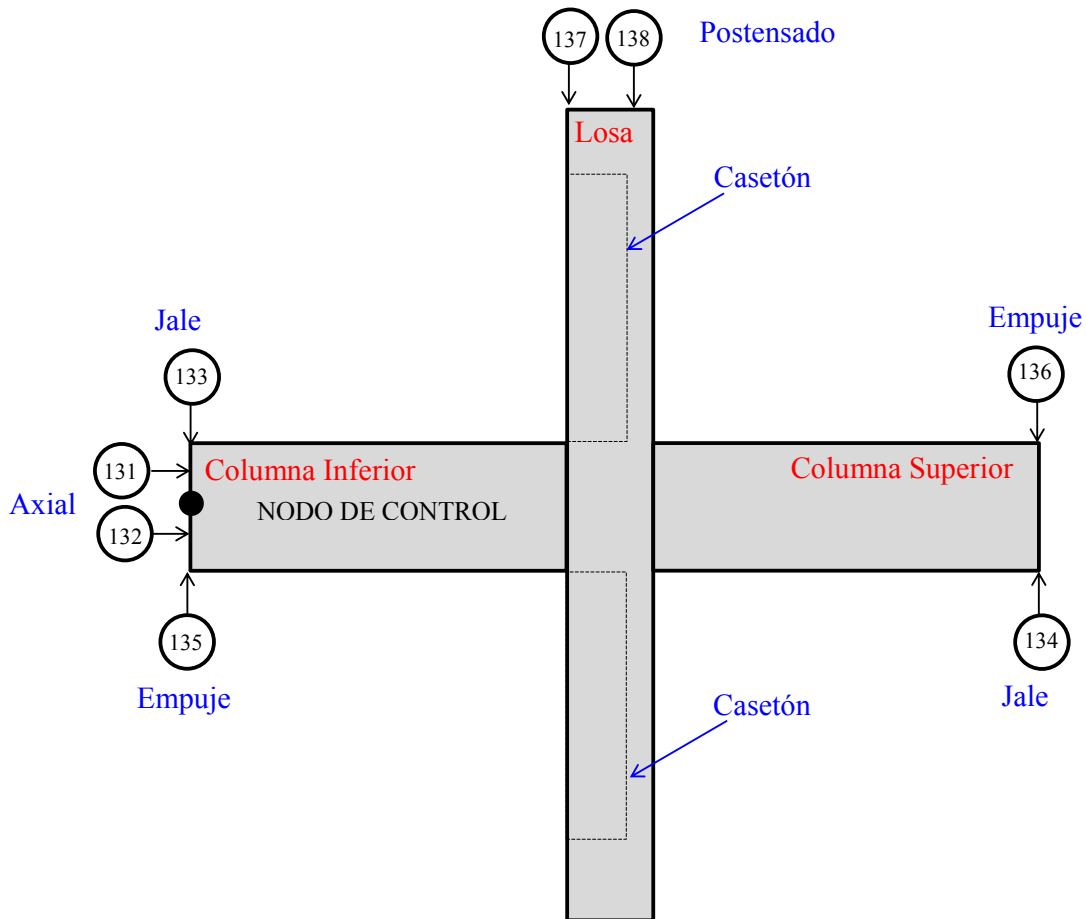


Figura A.27. Ubicación esquemática de las celdas de carga

transductores para el desplazamiento horizontal se colocaron al centro del perfil, y los transductores del desplazamiento vertical, se apoyaron en los atiesadores del perfil.



Figura A.29. Separación entre el marco frontal y el espécimen

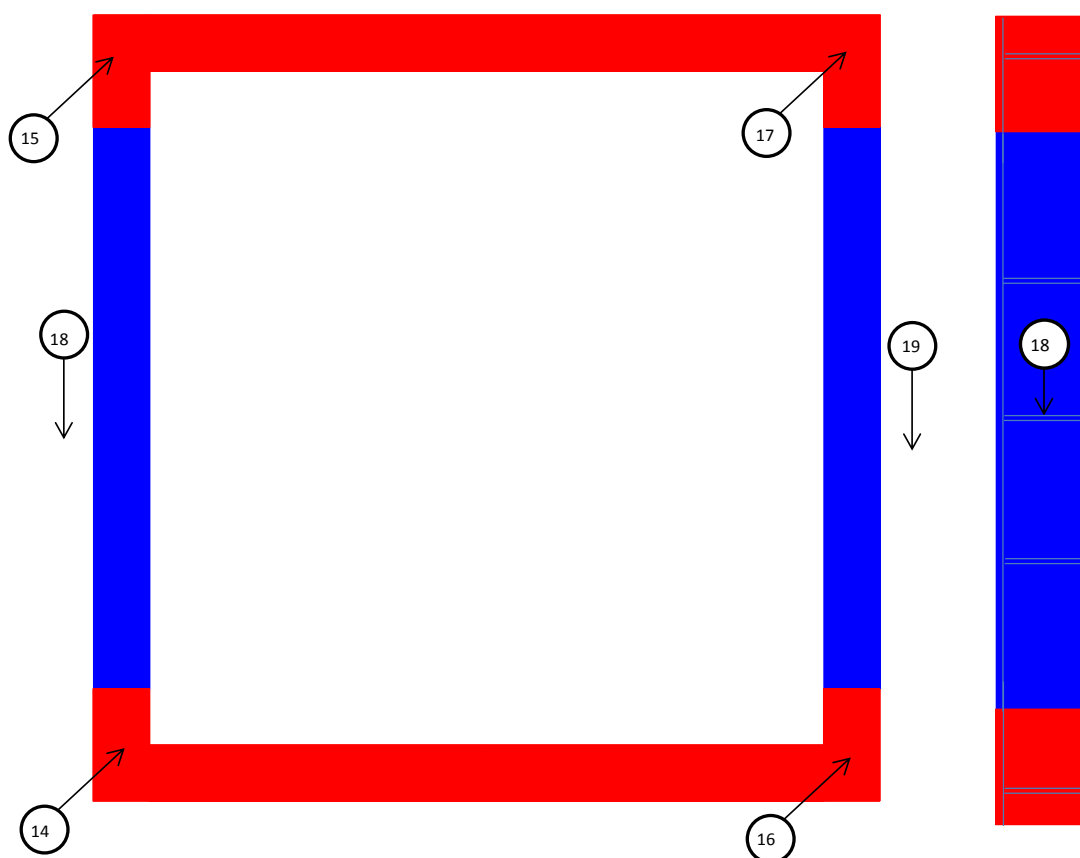


Figura A.30. Transductores horizontales y verticales en el marco de frontal

A.4 Colado

El colado de los especímenes se llevó a cabo en un solo día, la figura A.31 muestra el proceso de colado de uno de los especímenes, La figura A.32 muestra los ajustes que se llevaron a cabo en la cimbra y la figura A.33 muestra la toma de muestras para la determinación de las propiedades mecánicas del concreto.



Figura A.31. Colado de un espécimen



Figura A.32. Ajustes a la cimbra



Figura A.33. Muestra de la mezcla de concreto

A.4 Montaje

Se revisaron las fuerzas inducidas al espécimen durante el proceso de montaje, pero resultaron menores que las de diseño, por lo que no fue necesario reforzarlo de manera especial para esta etapa. Para mover el espécimen de su posición de colado a su posición final, se dejaron 4 ganchos en la cara superior de la losa y dos en una cara lateral como se muestra en la figura A.34.



Figura A.34. Ganchos de izaje en el espécimen.

El proceso de rotar el espécimen para poder sujetarlo de los ganchos del borde superior es delicado. Para poder hacerlo, se colocó un levantador hidráulico en la parte inferior mientras se bajaba el espécimen y se movía la grúa (a la izquierda en la figura A.35) para lograr que rote como se muestra en esa figura. Una vez que giraba el espécimen, se apoyaba sobre tabloncillos de madera para evitar que la concentración de esfuerzos en el concreto lo dañase, como se muestra en la figura A.36.



Figura A.35. Rotación del espécimen



Figura A.36. Apoyo del espécimen

Para transportar el espécimen ya rotado a su posición final, se cambiaban los grilletes de posición y se colocaba un polipasto en el gancho de la columna superior para lograr un giro suave (sin cabeceo) como se muestra en la figura A.37. El marco de respaldo se colocaba antes de ubicar el espécimen en su posición final. Y luego se colocaba el resto de las piezas del marco de cargas (figura A.38).



Figura A.37. Izaje del espécimen



Figura A.38. Posición final del espécimen.

BIBLIOGRAFÍA

Joint ACI-ASCE Committee 421. (2008). “Guide to shear reinforcement for slabs (ACI 421.1R-08)”, American Concrete Institute, 421.1R-08.

APÉNDICE B: POSTENSADO

CONTENIDO

B.1 Presfuerzo

- B.1.1 Pérdidas de presfuerzo
- B.1.2 Proceso de tensado
- B.1.3 Variación de la fuerza de presfuerzo en cables cortos

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura B.1 Celda de carga hueca
- Figura B.2 Dispositivo acuñador
- Figura B.3 Ángulo de la línea perpendicular al cable
- Figura B.4 Borde del espécimen
- Figura B.5 Dispositivo de tensado
- Figura B.6 Secuencia de tensado especímenes LP02-LP-04
- Figura B.7 Secuencia de tensado especímenes LP05-LP06
- Figura B.8 Gráfica esfuerzo vs. Deformación de los torones de presfuerzo empleados

ÍNDICE DE ECUACIONES

- Ecuación B1.1 Pérdidas por acuñamiento

B.1 Presfuerzo

Las losas postensadas tienen aplicación generalmente en estructuras con claros grandes, o con cargas muy pesadas, en las cuales conviene postensar, entre otras razones, para controlar los desplazamientos.

Para el empleo de cables de postensado, generalmente los fabricantes de este refuerzo proporcionan una carga útil a los diseñadores, en la cual se considera que ya han ocurrido todas las pérdidas. Estas pérdidas pueden clasificarse en dos tipos, las asociadas a fenómenos físicos que ocurren de forma inmediata y las que son función del tiempo o pérdidas de largo plazo (Orozco, 2006).

B.1.1 Pérdidas de presfuerzo

Pérdidas de corto plazo:

- Acortamiento elástico del concreto debido a la fuerza de presfuerzo
- Fricción entre los cables y los ductos
- Deslizamiento de cuñas de anclaje
- Desvío de torones

Pérdidas de largo plazo

- Acortamiento del concreto debido al flujo plástico
- Acortamiento del concreto por contracción (shrinkage)
- Relajamiento del acero de presfuerzo

En los especímenes ensayados, las pérdidas de largo plazo no son importantes, debido a que el tiempo que transcurre entre el postensado y la prueba no fue suficiente para que se presentaran. Sin embargo, las pérdidas de corto plazo si se manifiestan, y de ellas, la más importante resulta la pérdida por deslizamiento de las cuñas de anclaje dentro del cilindro cónico en que se alojan, fenómeno conocido como acuñaamiento.

Las pérdidas por acuñaamiento ocurren cuando la fuerza del gato se libera y se transfiere la fuerza a los dispositivos de anclaje. Cuando el anclaje se hace mediante cuñas, éstas se deslizan dentro del ancla. La pérdida por deslizamiento, ΔDA , que es una disminución en la fuerza de presfuerzo, se calcula con la ecuación B.1 (anippac, 2000).

$$\Delta DA = \varepsilon E = \frac{\delta l}{L} E_{sp} \quad \text{Ec. B.1}$$

donde:

L es la longitud del torón

E_{sp} es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

δl es el deslizamiento (valor proporcionado por el fabricante, entre 1 y 10 mm)

La ecuación B.1 se basa en la suposición de que la deformación unitaria se distribuye de manera uniforme a lo largo del cable. Sin embargo cuando existen fuerzas de fricción la

hipótesis no se cumple. Analizando la ecuación B.1, se tiene que cuando el torón de presfuerzo es largo, la deformación unitaria asociada al acuíamiento, $\delta l/L$, es pequeña, por lo que las pérdidas también serán pequeñas. Por lo contrario, en cables cortos la deformación unitaria se incrementa a medida que disminuye la longitud, y las pérdidas son cada vez mayores. Cuando se llevó a cabo el postensado del primer torón del espécimen LP01 (no reportado en este documento), se empleó una celda de carga hueca para medir la fuerza de presfuerzo (figura B.1). El cable se tensó con una fuerza de 15 toneladas, sin embargo la fuerza en el cable una vez que ocurrieron las pérdidas por acuíamiento, fue de 3.5 toneladas, debido a que el valor de la elongación en el cable es similar al desplazamiento por acuíamiento. Se decidió entonces, fabricar un dispositivo acuíador que metiera las cuñas a presión, como se muestra en la figura B.2. El dispositivo consiste en un marco de acero al que se le coloca un cilindro hidráulico hueco, a la base del marco se le deja una longitud adecuada para alojar un ancla. Tanto la celda de carga como el cilindro hidráulico son huecos para que pueda pasar el torón de presfuerzo. Para meter la cuña a presión, se emplean conos metálicos de distintas longitudes de acuerdo con la ubicación del ancla (ver figura B.2).



Figura B.1. Celda de carga hueca



Figura B.2. Dispositivo acuñador

Los bordes del espécimen tienen una pendiente para que la tensión en el ancla pudiera hacerse de forma perpendicular al borde del espécimen y tangente a la trayectoria del cable de acuerdo con la práctica de las empresas de postensado (Astudillo, 2007), en la figura B.3 se muestra esquemáticamente la trayectoria del torón. En la figura B.4 se muestra el borde del espécimen.

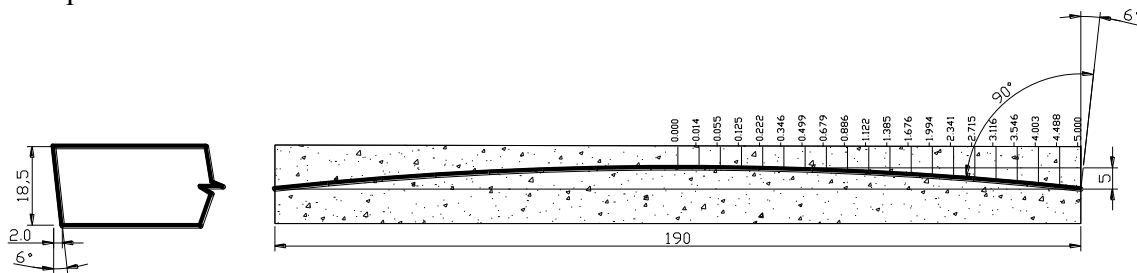


Figura B.3. Ángulo de la línea perpendicular al cable.

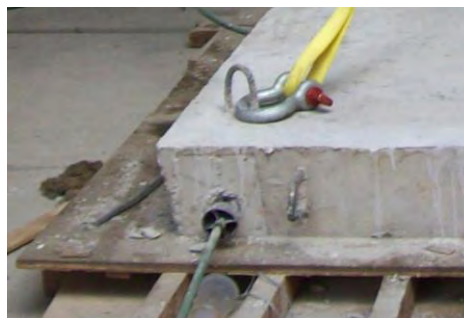


Figura B.4. Borde del espécimen

La tensión a los cables se aplica empleando un gato monotorón que se apoya sobre dispositivo de acuíamiento como se muestra en la figura B.5. Cabe señalar que el modelo de gato empleado trae una nariz que empuja la cuña, sin embargo como se empleó el dispositivo acuñador, se canceló la alimentación de la nariz del gato.



Figura B.5. Dispositivo de tensado

Los cables se tensaron con una fuerza de 15 toneladas y las cuñas se metieron con una fuerza de 6 toneladas, al transferirse la carga del gato monotorón a los dispositivos de anclaje, se logró mantener una fuerza de presfuerzo de 11 toneladas.

B.1.2 Proceso de tensado

El proceso de tensado consistió en tensar primero los torones instrumentados con celdas de carga; posteriormente se tensaron todos los torones del borde superior, y al final se tensaron los torones de los bordes laterales. Los anclajes de los bordes laterales se colocaron alternados para compensar la concentración de esfuerzos en el anclaje activo de acuerdo con las recomendaciones de las empresas postensadoras (Elizarrarás, 2007). La figura B.6 muestra la secuencia de tensado seguida en los especímenes LP02 a LP04 y la figura B.7 la secuencia de tensado en los especímenes LP05 y LP06.

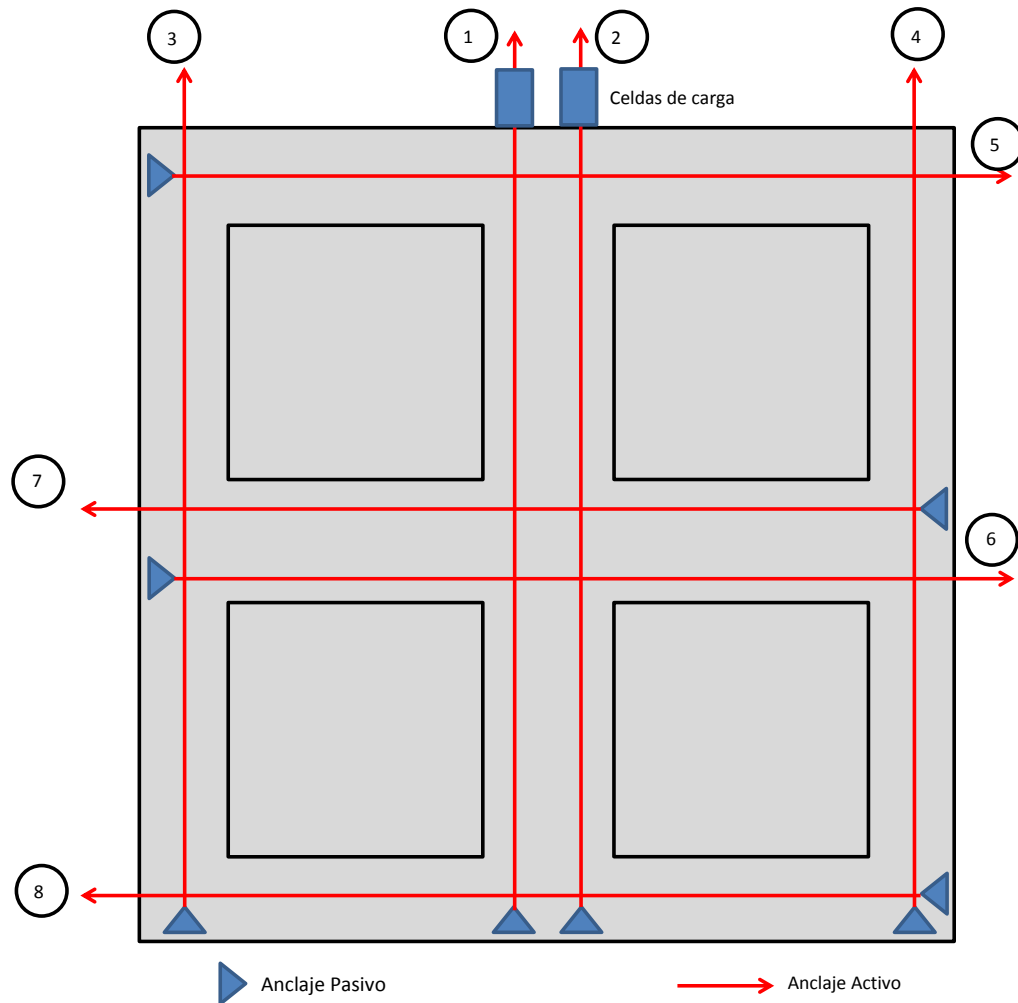


Figura B.6. Secuencia de tensado especímenes LP02 y LP-04

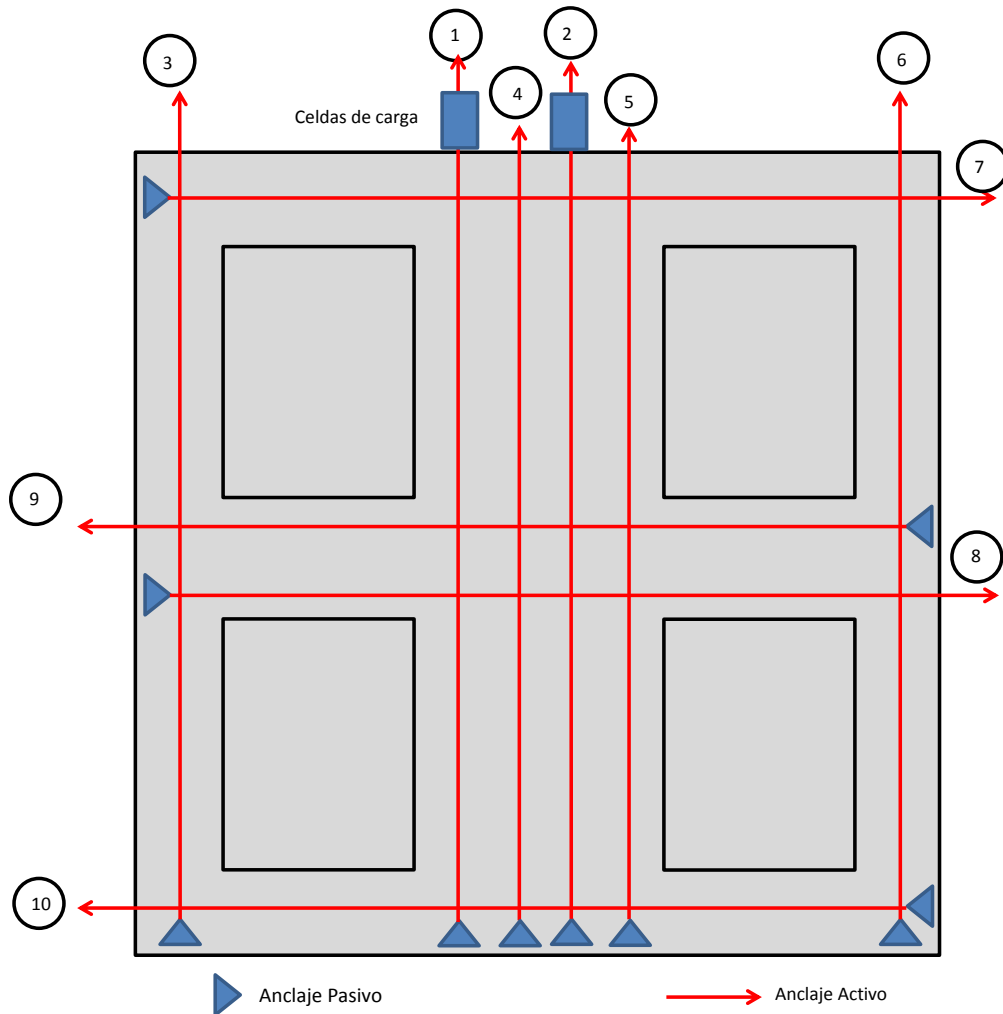


Figura B.7. Secuencia de tensado especímenes LP05-LP06

La fuerza en los torones instrumentados con celdas de carga se monitorearon por más de una hora después de que se tensaron todos los torones. Conforme se fueron tensando los cables, la fuerza en los torones instrumentados disminuyó gradualmente debido al acortamiento elástico del elemento de concreto. La carga promedio de los torones instrumentados fue de 11 toneladas, cuando se dejó de monitorear la carga en los torones, la variación de la fuerza prácticamente era nula.

B.1.3 Variación de la fuerza de presfuerzo en cables cortos

Una consideración que se hace frecuentemente en el diseño de elementos postensados es que la fuerza en el presfuerzo no varía con las deformaciones de los elementos, sin embargo en elementos cortos la variación de la fuerza puede ser de más de una tonelada de acuerdo con lo registrado en los ensayos, por lo que debería tomarse en cuenta al calcular la resistencia. Se recomienda instrumentar elementos más largos y verificar el comportamiento, para poder decidir cuándo resulta despreciable la variación de la fuerza de presfuerzo.

Se llevó a cabo una prueba para determinar las propiedades del acero de presfuerzo empleado, en el laboratorio de la empresa Camesa S.A., los resultados de la prueba, se muestran en la figura B.8.

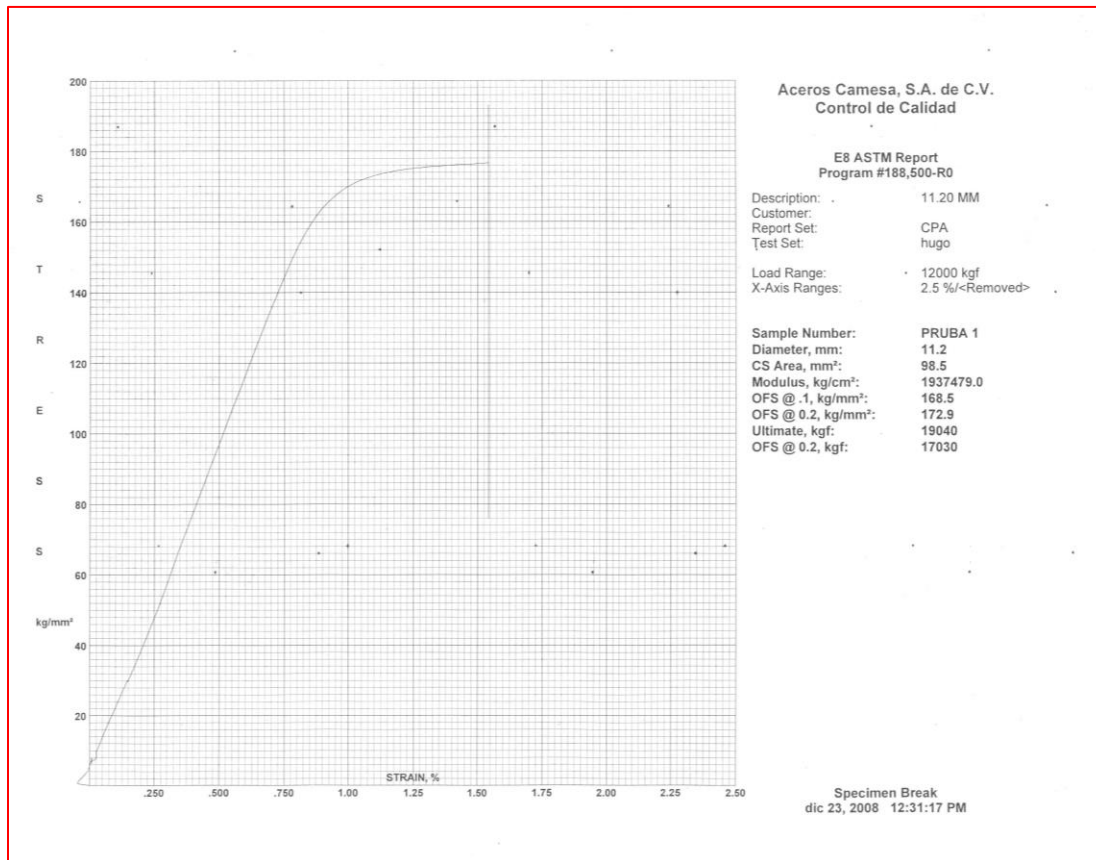


Figura B.8. Gráfica esfuerzo vs. Deformación de los torones de presfuerzo empleados

Bibliografía

- Astudillo E. (2007). "Comunicación personal", México.
- Elizarrarás R. (2007). "Comunicación personal", México.
- Anippac, (2000). "Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas", Instituto de Ingeniería de la UNAM, México, pp. 1- 175.
- Orozco Z. F. J. (2006). "Temas fundamentales del concreto presforzado", IMCYC, pp. 1-273.

APÉNCICE C: VARIACIÓN DE LA CARGA GRAVITACIONAL

CONTENIDO

- C.1 Variación de la fuerza y desplazamientos laterales
- C.2 Variación de la distancia entre el nodo de control y el apoyo fijo
- C.3 Variación de la carga gravitacional

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura C.1 Variación de fuerzas y desplazamientos de un ciclo
- Figura C.2 Distancia entre el nodo de control y el punto fijo del brazo articulado
- Figura C.3 Variación de la carga durante un ciclo de desplazamientos

C.1 Variación de la fuerza lateral y desplazamientos laterales.

Además de la variación de la carga gravitacional promedio producto del deslizamiento de la columna móvil y de la pérdida de presión en el equipo de aplicación de cargas, se registra una variación de la carga gravitacional aplicada durante un ciclo asociada a la variación de la distancia entre el nodo de control y el punto fijo del brazo biarticulado.

En la figura C.1 se muestra esquemáticamente la variación de la carga lateral y el desplazamiento de un ciclo considerando que el espécimen ya se encuentra dañado. Al inicio (punto 1) la carga es cero y se tiene un desplazamiento permanente del último ciclo como se muestra en el punto 1 de la figura C.1, en este caso el desplazamiento se asocia al ciclo de empuje definido en la figura 4.38. En el punto 2 de la figura C.1 se muestra el valor máximo de la carga de empuje asociado con su desplazamiento máximo. Al llevar a cabo la descarga del ciclo de empuje se registran desplazamientos permanentes como se muestra en el punto 3 de la figura C.1. Para continuar con el ciclo, la dirección de la carga se invierte, pero para poder lograr desplazamientos en la dirección de jale (definida en la figura 4.38), es necesario pasar por el desplazamiento cero (punto 4 de la figura C1). El punto 5 muestra el instante cuando se alcanza el valor máximo en la carga y desplazamiento de jale. Posteriormente se descarga el espécimen, y dependiendo del daño en el espécimen, se tiene una deformación permanente en el sentido del jale o del empuje (punto 6 de la figura C.1).

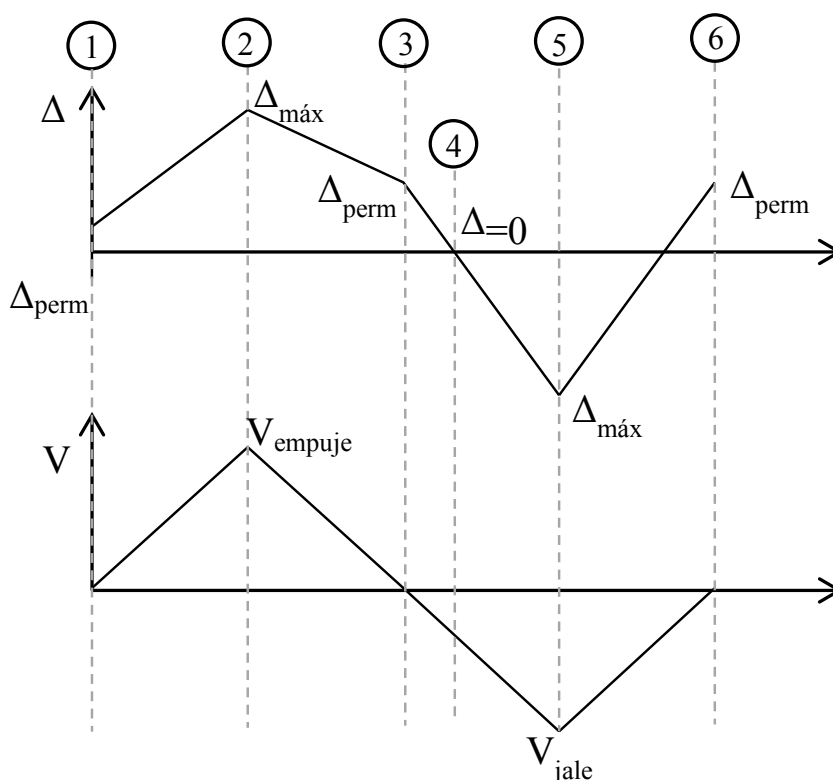


Figura C.1. Variación de fuerzas y desplazamientos de un ciclo

C.2 Variación de la distancia entre el nodo de control y el apoyo fijo

La variación de la distancia entre diagonal entre el nodo de control y el punto fijo del brazo biarticulado (figura 4.34) ayuda a explicar la variación en la carga gravitacional que debería permanecer constante. Aunque se sabe que la carga no permanece constante, se empeló este método de prueba al no encontrar una mejor manera de llevarlo a cabo en las instalaciones del laboratorio de Medianos Modelos de la UAM-Azcapotzalco.

El punto 1 de la figura C.2 representa el estado inicial del ciclo cuando existe un desplazamiento permanente en el sentido del empuje. El máximo desplazamiento en empuje es el punto 2 de la figura C.2, al realizar la descarga se tiene un desplazamiento relativo en dirección del empuje (punto 3 de la figura C.2) que en general será diferente al inicial. La distancia mínima entre el nodo de control y el extremo fijo del brazo se alcanza cuando el desplazamiento relativo es cero, en la figura C.2 es el punto 4. Al continuar con los desplazamientos en dirección del jale se tiene un incremento en la distancia hasta que se alcanza el valor máximo (punto 5 en la figura C.2). La distancia entre el punto de control y el extremo fijo al finalizar la descarga no es mínima debido a que se tiene un desplazamiento relativo, en este caso en la dirección del jale (punto 6 de la figura C.2).

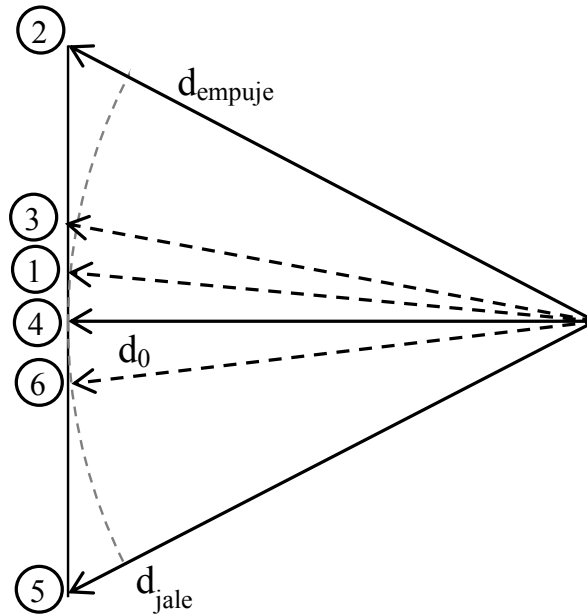


Figura C.2. Distancia entre el nodo de control y el punto fijo del brazo articulado

C.3 Variación de la carga gravitacional

Cuando se emplea un espécimen como el de la figura 4.11 que emplea bloques de carga para representar la carga gravitacional, se logra que las cargas laterales y las gravitacionales sean independientes. Sin embargo, con el dispositivo de pruebas empleado en este programa experimental (figura 4.30), existe una dependencia entre la carga gravitacional y

la distancia entre el nodo de control y el extremo fijo del brazo articulado (figura 4.34) como se mencionó anteriormente.

En la figura C.3 puede observarse la variación de carga gravitacional durante un ciclo de ensaye, en este caso se muestra la gráfica del ciclo 36 para el espécimen LP-02. En la gráfica se muestra la variación de la carga gravitacional y la carga gravitacional promedio. El punto 1 de la figura representa el valor de la carga gravitacional cuando la distancia está asociada a un desplazamiento permanente. El punto 2 representa el valor mínimo que se alcanza cuando la distancia entre los nodos es máxima, el punto 3 cuando se tiene una distancia menor, pero no es la distancia mínima. La carga gravitacional máxima se alcanza cuando la distancia es mínima (punto 4), si la distancia sigue aumentando, la carga disminuye (punto 5), cuando se descarga, parte de la fuerza se recupera (punto 6).

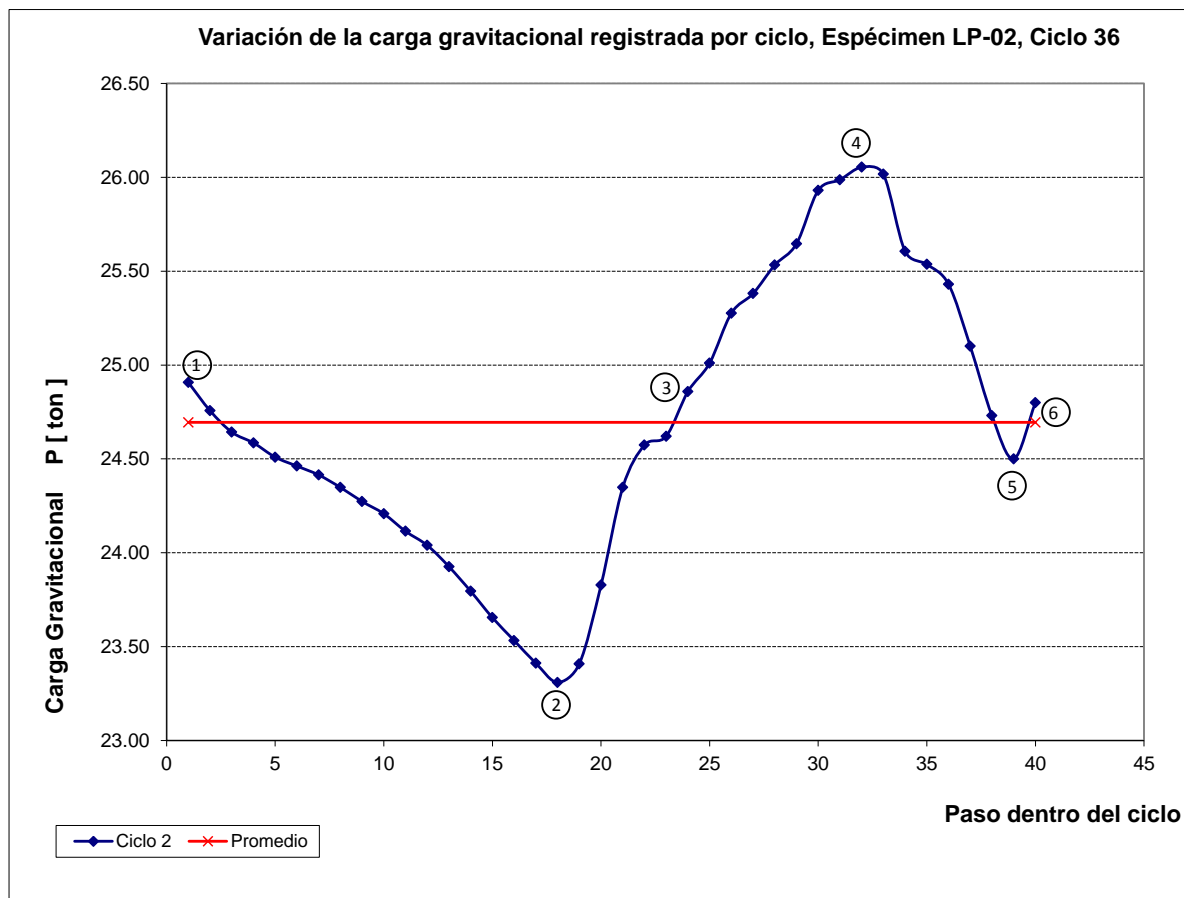


Figura C.3. Variación de la carga durante un ciclo de desplazamientos.

APÉNDICE D. PROPAGACIÓN DEL DAÑO

CONTENIDO

- D.1 Descripción de la nomenclatura empleada
- D.2 Espécimen LP-02: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado
- D.3 Espécimen LP-03: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado
- D.4 Espécimen LP-04: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado
- D.5 Espécimen LP-05: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado
- D.6 Espécimen LP-06: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura D.1 Desplazamiento: 1 mm. LP-02
- Figura D.2 Desplazamiento: 2 mm. LP-02
- Figura D.3 Desplazamiento: 4 mm. LP-02
- Figura D.4 Desplazamiento: 6 mm. LP-02
- Figura D.5 Desplazamiento: 8 mm. LP-02
- Figura D.6 Desplazamiento: 10 mm. LP-02
- Figura D.7 Desplazamiento: 12 mm. LP-02
- Figura D.8 Desplazamiento: 14 mm. LP-02
- Figura D.9 Desplazamiento: 16 mm. LP-02
- Figura D.10 Desplazamiento: 18 mm. LP-02
- Figura D.11 Desplazamiento: 20 mm. LP-02
- Figura D.12 Desplazamiento: 22 mm. LP-02
- Figura D.13 Desplazamiento: 24 mm. LP-02
- Figura D.14 Desplazamiento: 26 mm. LP-02
- Figura D.15 Desplazamiento: 28 mm. LP-02
- Figura D.16 Desplazamiento: 30 mm. LP-02
- Figura D.17 Desplazamiento: 32 mm. LP-02
- Figura D.18 Desplazamiento: 34 mm. LP-02
- Figura D.19 Desplazamiento: 36 mm. LP-02
- Figura D.20 Desplazamiento: 40 mm. LP-02
- Figura D.21 Desplazamiento: 44 mm. LP-02
- Figura D.22 Desplazamiento: 48 mm. LP-02
- Figura D.23 Desplazamiento: 52 mm. LP-02
- Figura D.24 Desplazamiento: 56 mm. LP-02
- Figura D.25 Desplazamiento: 4 mm. LP-03
- Figura D.26 Desplazamiento: 6 mm. LP-03
- Figura D.27 Desplazamiento: 8 mm. LP-03
- Figura D.28 Desplazamiento: 10 mm. LP-03
- Figura D.29 Desplazamiento: 12 mm LP-03
- Figura D.30 Desplazamiento: 14 mm LP-03

Figura D.31	Desplazamiento: 16 mm LP-03
Figura D.32	Desplazamiento: 20 mm LP-03
Figura D.33	Desplazamiento: 24 mm LP-03
Figura D.34	Desplazamiento: 28 mm LP-03
Figura D.35	Desplazamiento: 32 mm LP-03
Figura D.36	Desplazamiento: 36 mm LP-03
Figura D.37	Desplazamiento: 40 mm LP-03
Figura D.38	Desplazamiento: 44 mm LP-03
Figura D.39	Desplazamiento: 48 mm LP-03
Figura D.40	Desplazamiento: 4 mm. LP-04
Figura D.41	Desplazamiento: 6 mm. LP-04
Figura D.42	Desplazamiento: 8 mm. LP-04
Figura D.43	Desplazamiento: 10 mm. LP-04
Figura D.44	Desplazamiento: 12 mm LP-04
Figura D.45	Desplazamiento: 14 mm LP-04
Figura D.46	Desplazamiento: 16 mm LP-04
Figura D.47	Desplazamiento: 20 mm LP-04
Figura D.48	Desplazamiento: 24 mm LP-04
Figura D.49	Desplazamiento: 28 mm LP-04
Figura D.50	Desplazamiento: 32 mm LP-04
Figura D.51	Desplazamiento: 4 mm. LP-05
Figura D.52	Desplazamiento: 6 mm. LP-05
Figura D.53	Desplazamiento: 8 mm. LP-05
Figura D.54	Desplazamiento: 10 mm. LP-05
Figura D.55	Desplazamiento: 12 mm LP-05
Figura D.56	Desplazamiento: 14 mm LP-05
Figura D.57	Desplazamiento: 16 mm LP-05
Figura D.58	Desplazamiento: 20 mm LP-05
Figura D.59	Desplazamiento: 24 mm LP-05
Figura D.60	Desplazamiento: 28 mm LP-05
Figura D.61	Desplazamiento: 32 mm LP-05
Figura D.62	Desplazamiento: 36 mm LP-05
Figura D.63	Desplazamiento: 40 mm LP-05
Figura D.64	Desplazamiento: 44 mm LP-05
Figura D.65	Desplazamiento: 4 mm. LP-06
Figura D.66	Desplazamiento: 6 mm. LP-06
Figura D.67	Desplazamiento: 8 mm. LP-06
Figura D.68	Desplazamiento: 10 mm. LP-06
Figura D.69	Desplazamiento: 12 mm LP-06
Figura D.70	Desplazamiento: 14 mm LP-06
Figura D.71	Desplazamiento: 16 mm LP-06
Figura D.72	Desplazamiento: 20 mm LP-06
Figura D.73	Desplazamiento: 24 mm LP-06

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla D.1	Desplazamiento Objetivo LP-02
Tabla D.2	Desplazamiento Objetivo LP-03
Tabla D.3	Desplazamiento Objetivo LP-04
Tabla D.4	Desplazamiento Objetivo LP-05
Tabla D.5	Desplazamiento Objetivo LP-06

D.1 Descripción de la nomenclatura empleada

Una herramienta útil en la descripción del comportamiento de las conexiones es la forma en que se propaga el daño dentro del espécimen. Dependiendo del patrón de agrietamiento, es posible determinar si el daño es por fuerza cortante, por deslizamiento del refuerzo, flexión, o una combinación de ellos.

Para describir el comportamiento, se grafican los ciclos de histéresis por separado, es decir para cada incremento del desplazamiento lateral se hacen una serie de gráficas que muestra el diagrama de histéresis en forma acumulada y aislada. La columna de la izquierda, muestra las figuras del comportamiento acumulado (histéresis y agrietamiento) y las figuras de la derecha, muestra el comportamiento solo para ese ciclo (histéresis y agrietamiento), es decir en forma aislada.

Para que cada diagrama de histéresis quede perfectamente identificado se empleó la nomenclatura que se resume en la figura D.1 el cual tiene tres términos. El primero es la identificación del espécimen de prueba, el segundo término se usa para distinguir si se grafican todos los ciclos incluyendo los anteriores (acumulados) o solo el ciclo en cuestión (aislado). El tercer término nos indica el número de incremento en el desplazamiento máximo en el nodo de control. Es preciso mencionar que cada valor del desplazamiento máximo en el nodo de control se alcanzó cuatro veces (cuatro ciclos completos). La nomenclatura LP02_ACU_005 representa el ciclo de histéresis acumulado para el espécimen LP02 para incremento 5. En la tabla D.2.1 se observa que el incremento 5 corresponde al valor de 8 mm de desplazamiento objetivo en el nodo de control.

La siguiente figura muestra el significado de la nomenclatura usado para cada diagrama:

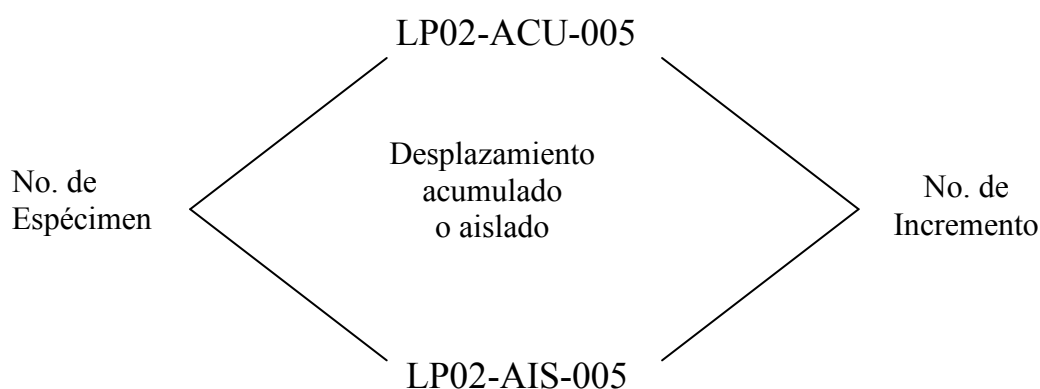


Figura D.1.1 Nomenclatura de las gráficas de histéresis.

También se muestra el agrietamiento en forma acumulada (izquierda) y aislada (derecha), las gráficas se realizaron en formato digital a partir de fotos tomadas durante las pruebas y muestran el nivel de daño correspondiente a los ciclos de histéresis. Para el agrietamiento se muestran primero una vista tridimensional del lecho inferior (figura a), una tridimensional del lecho superior (figura b), una vista frontal del lecho superior de la losa (figura c), otra del lecho inferior de la losa (figura d), por último para mostrar el

agrietamiento de todas las nervaduras a la vez, se muestra una vista frontal del espécimen donde las nervaduras se han desdoblado hacia fuera (figura e).

Se muestran todos los diagramas y esquemas correspondientes a los especímenes 2, 3, 4, 5 y 6. No se presenta la información relacionada al espécimen 1 del proyecto experimental de la conexión losa-columna en edificios con losa plana postensada ya que los datos obtenidos durante la prueba del espécimen LP-01 no son del todo confiables debido a la presencia de un movimiento de cuerpo rígido que el marco de carga no pudo evitar.

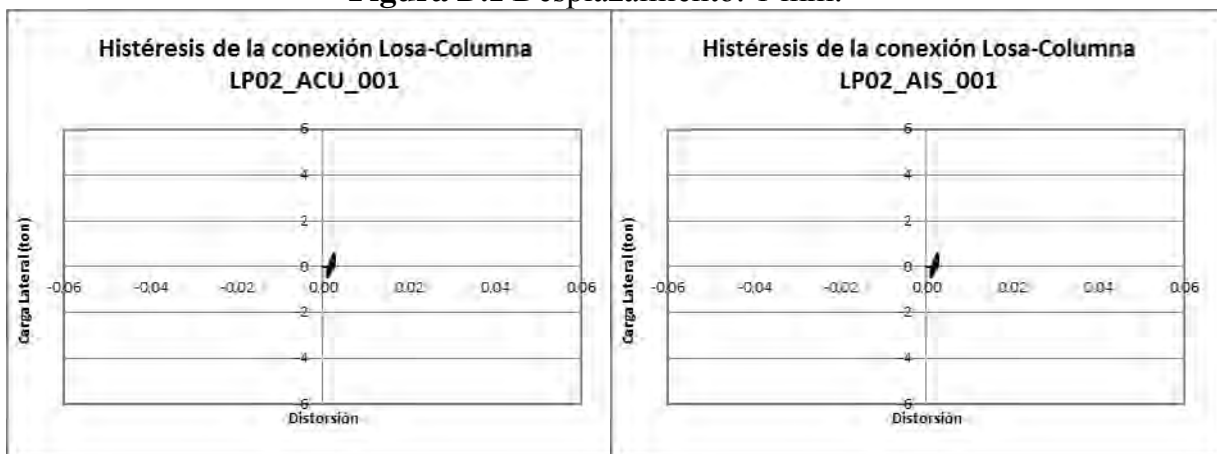
D.2 Espécimen LP-02: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

En la tabla D.1 se muestra el valor del desplazamiento objetivo en cada incremento.

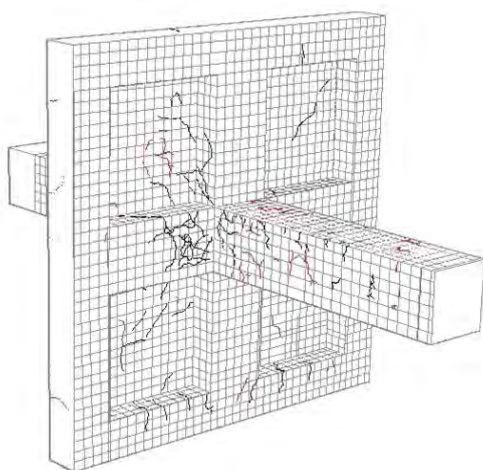
Tabla D.1 Desplazamiento Objetivo LP-02

Incremento	Desplazamiento máximo (mm)
1	1
2	2
3	4
4	6
5	8
6	10
7	12
8	14
9	16
10	18
11	20
12	22
13	24
14	26
15	28
16	30
17	32
18	34
19	36
20	40
21	44
22	48
23	52
24	56

Figura D.1 Desplazamiento: 1 mm.

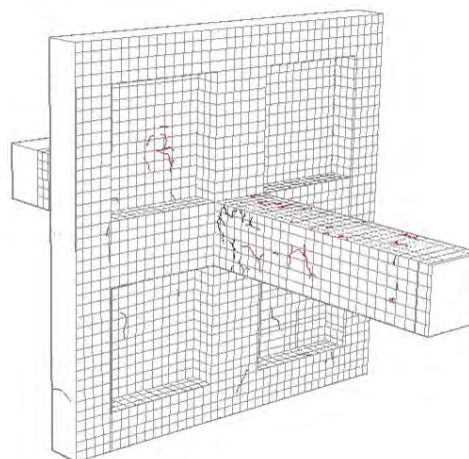


Daño acumulado.

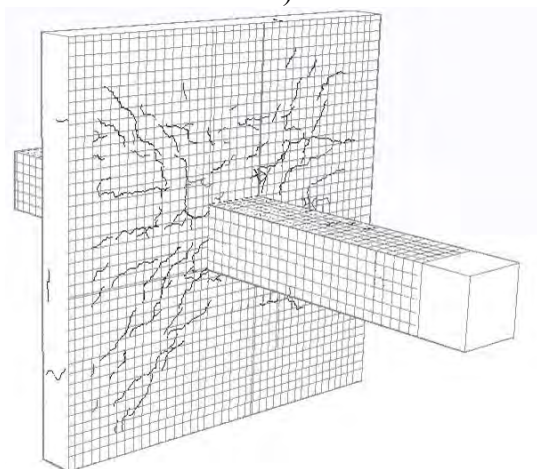


a1)

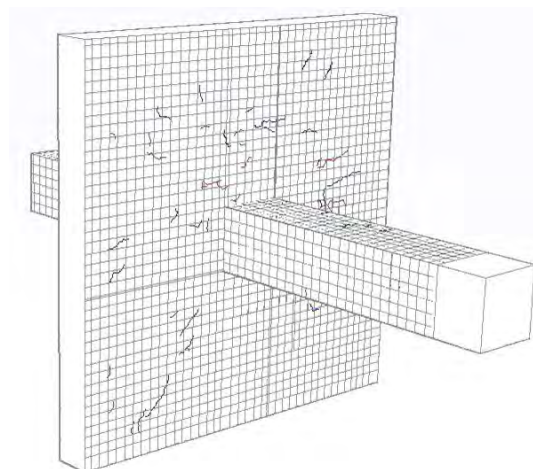
Daño aislado



a2)

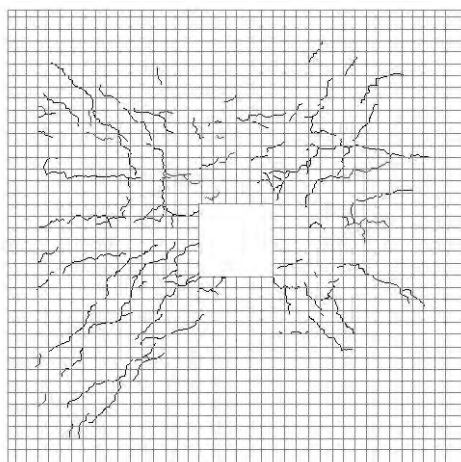


b1)



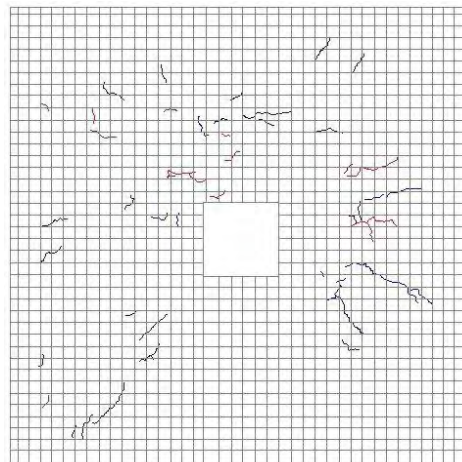
b2)

Daño acumulado.

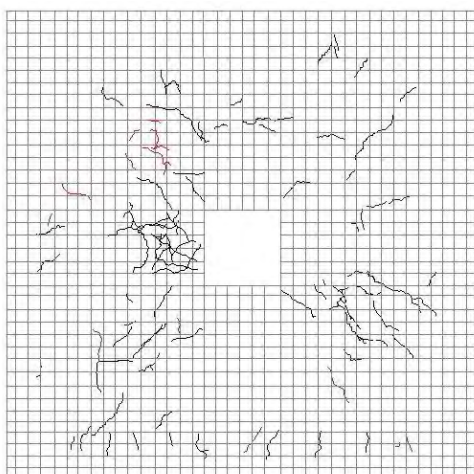


c1)

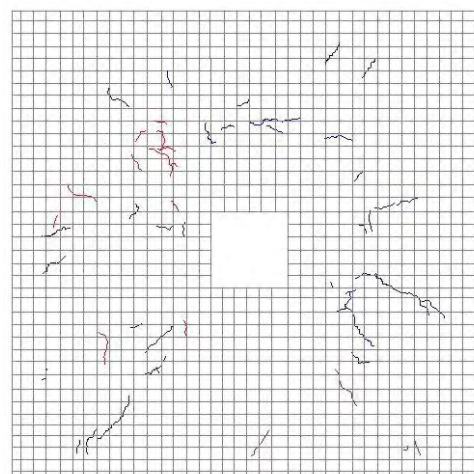
Daño aislado



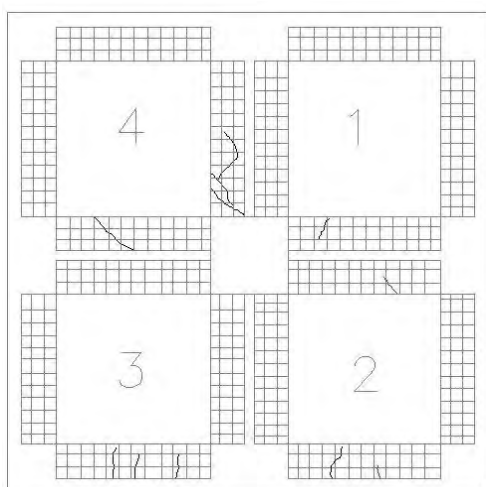
c2)



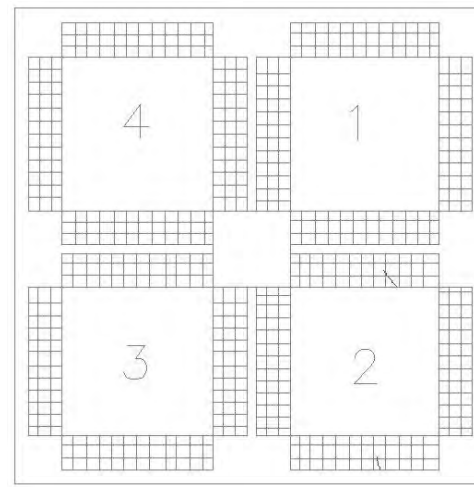
d1)



d2)

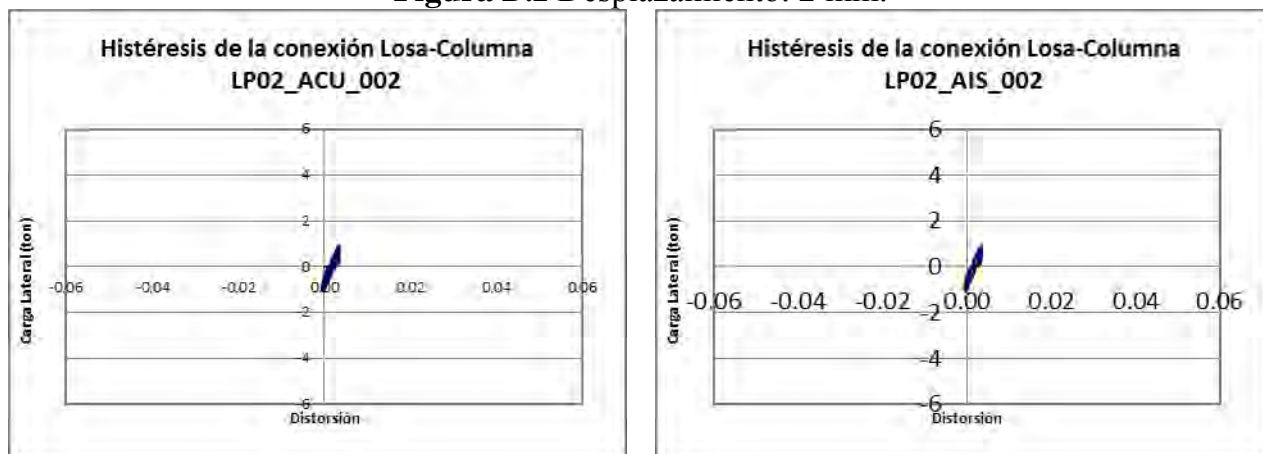


e1)

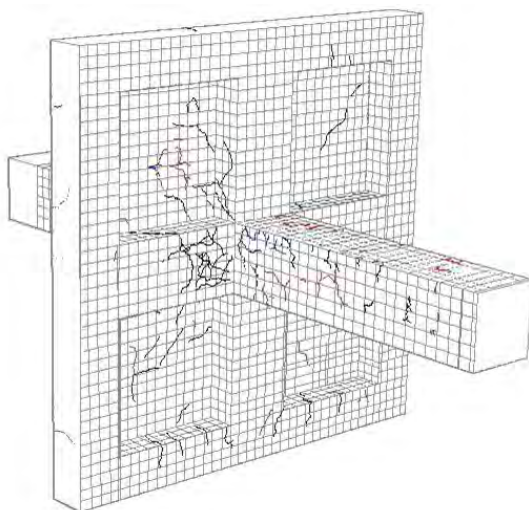


e2)

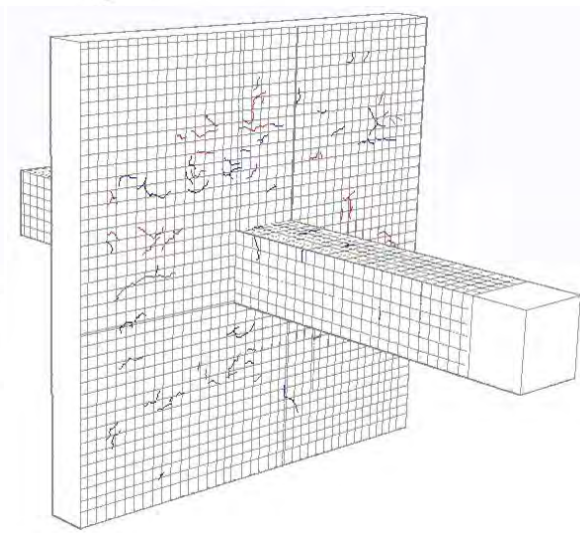
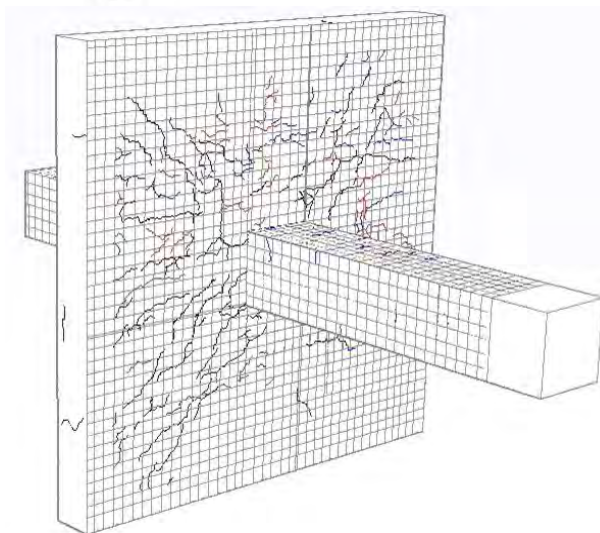
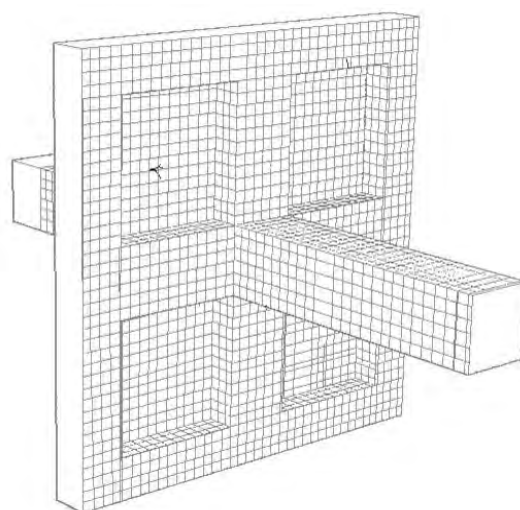
Figura D.2 Desplazamiento: 2 mm.



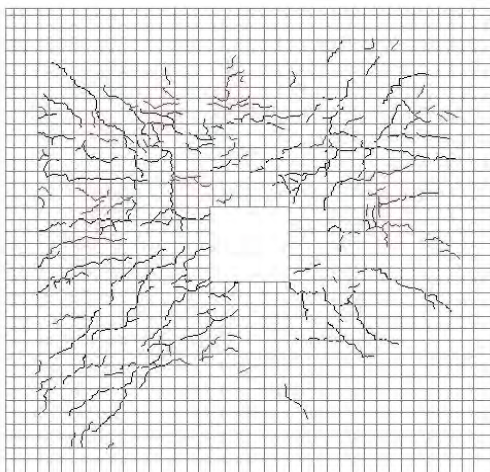
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

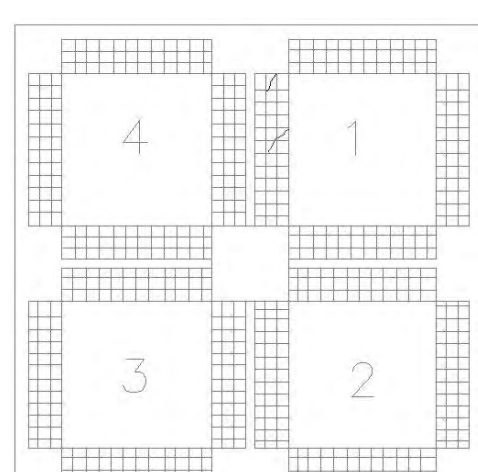
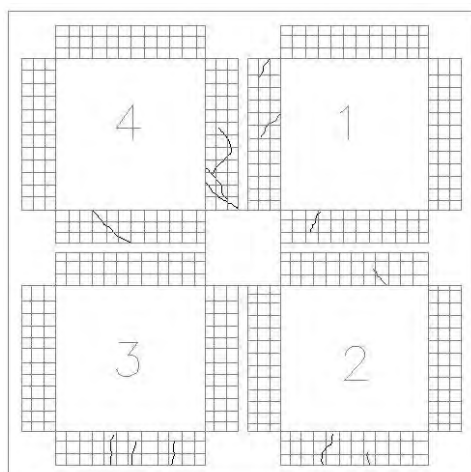
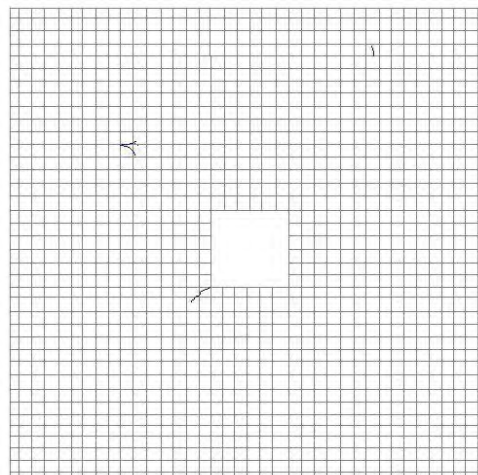
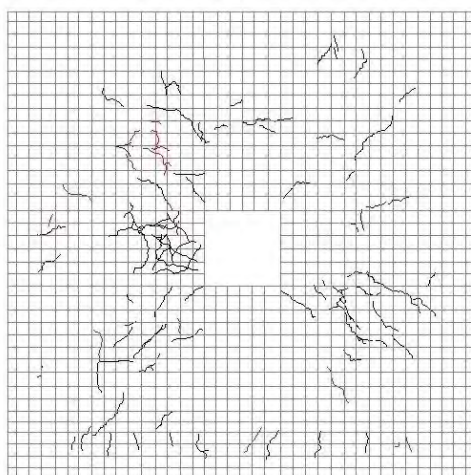
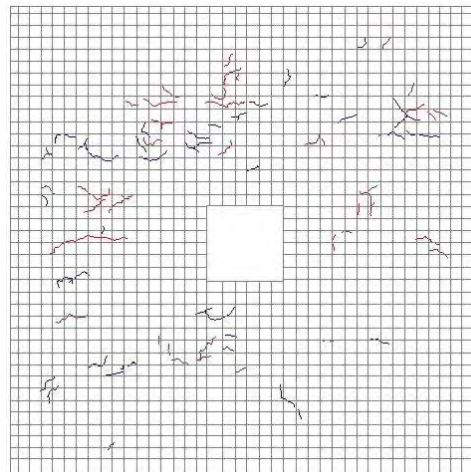
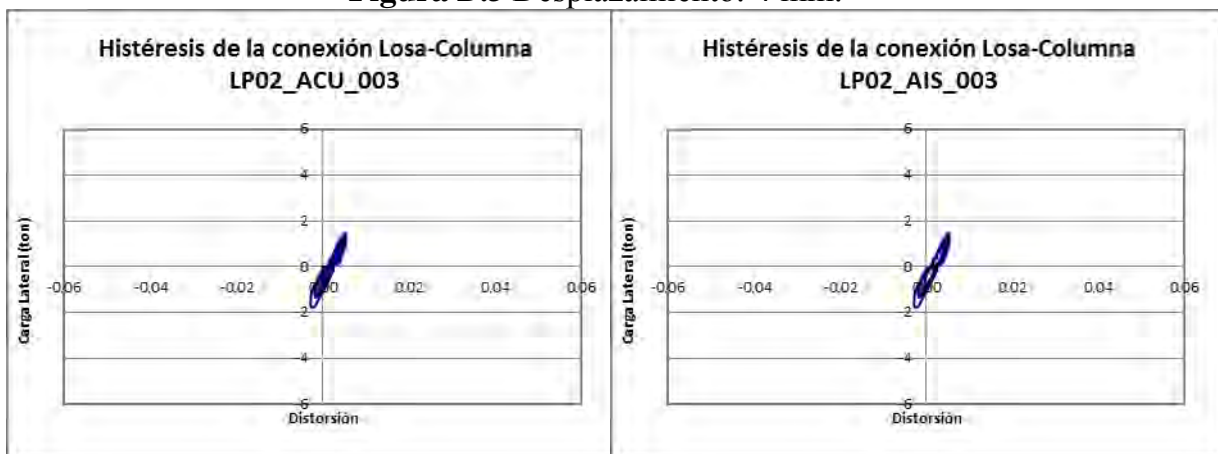
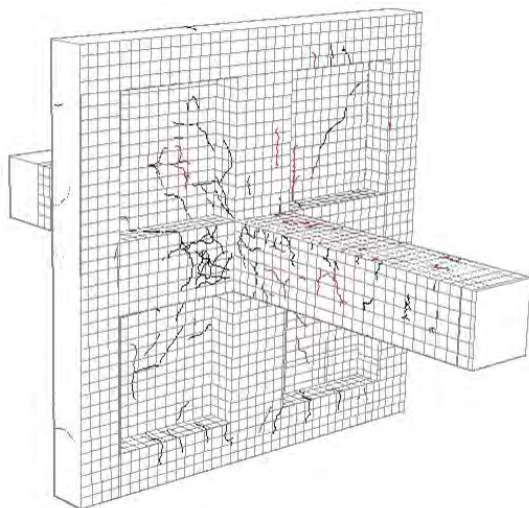


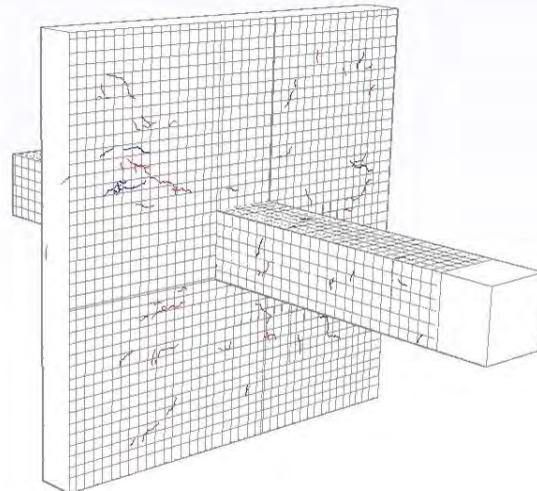
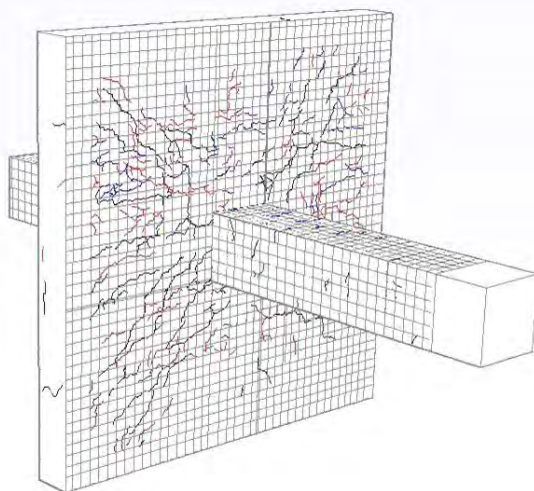
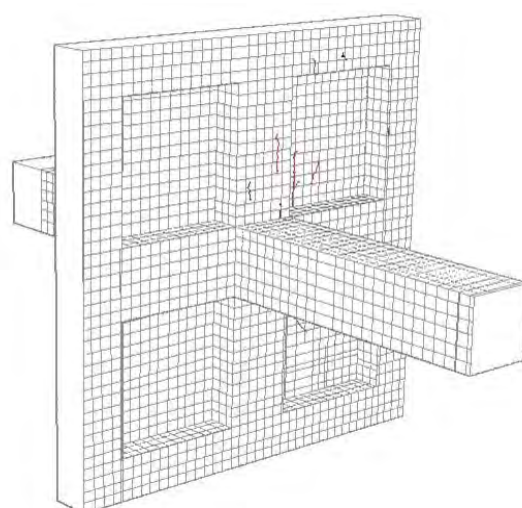
Figura D.3 Desplazamiento: 4 mm.



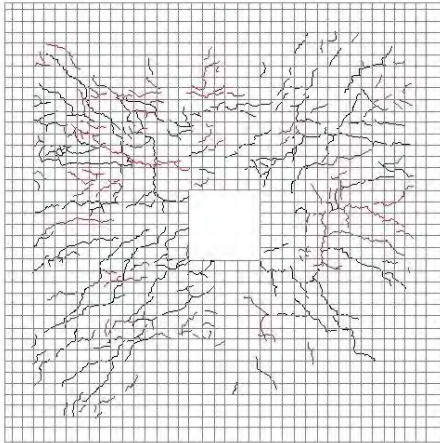
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

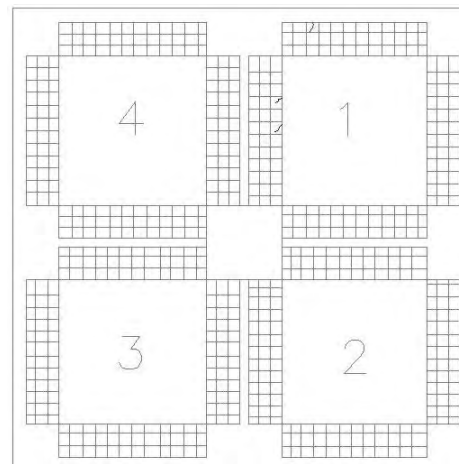
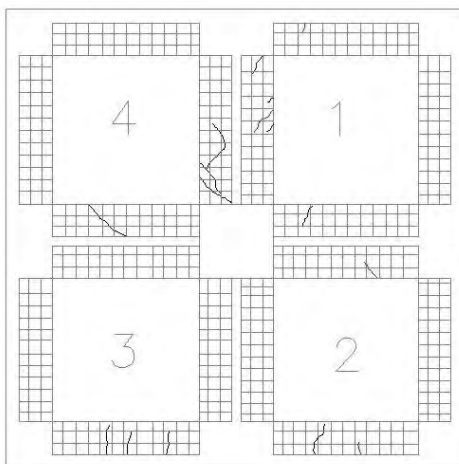
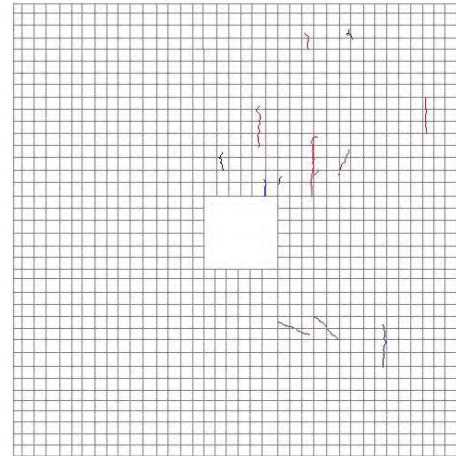
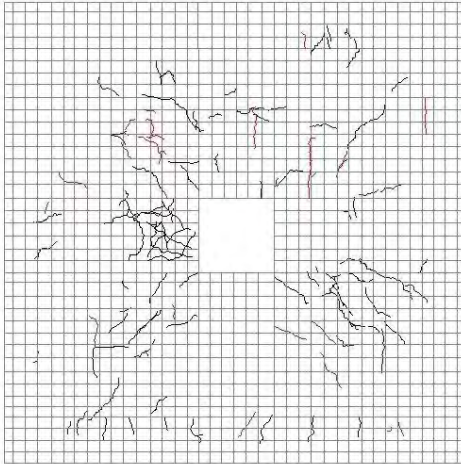
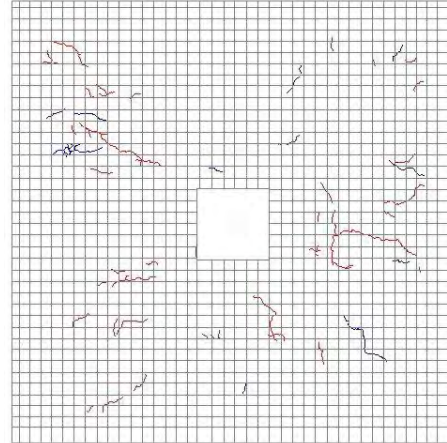
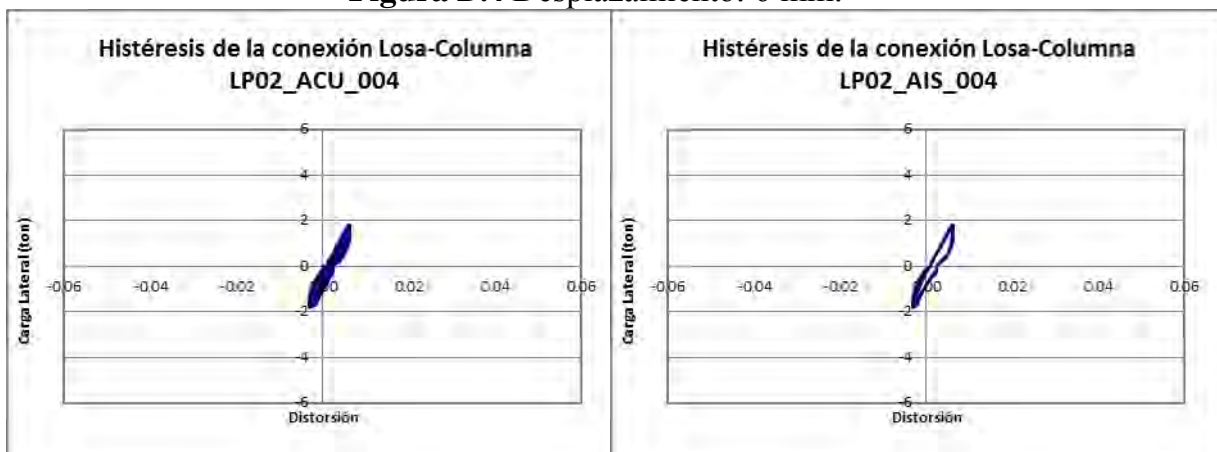
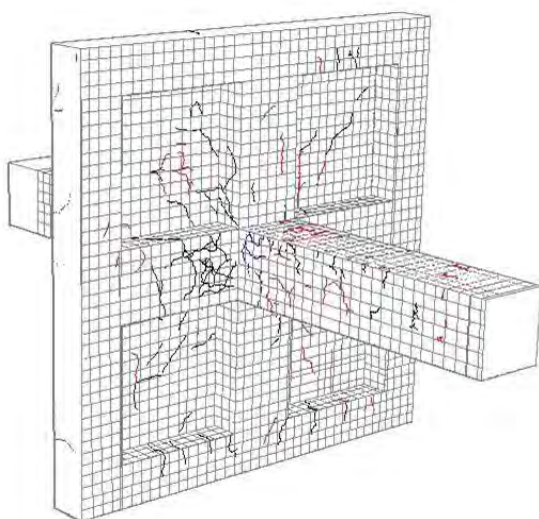


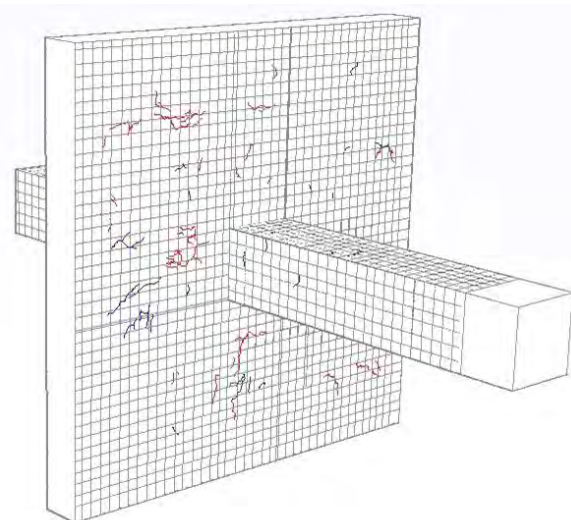
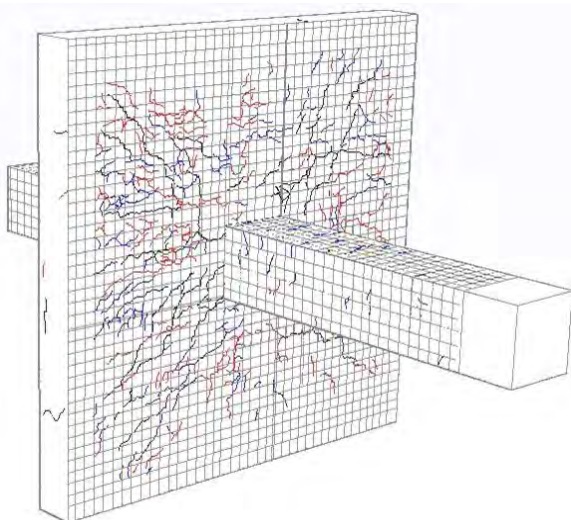
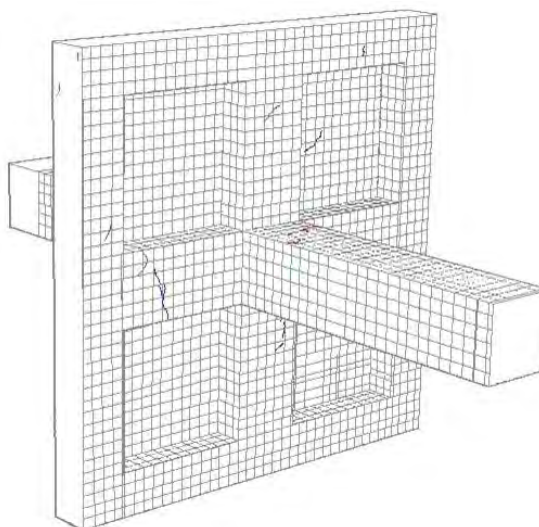
Figura D.4 Desplazamiento: 6 mm.



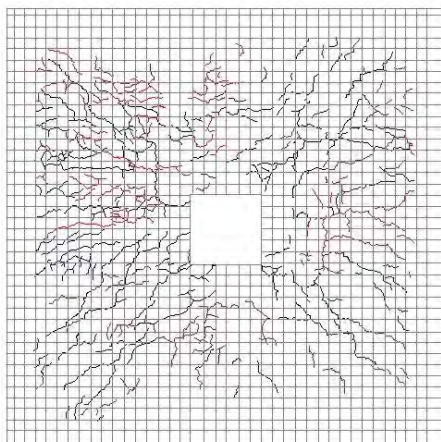
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

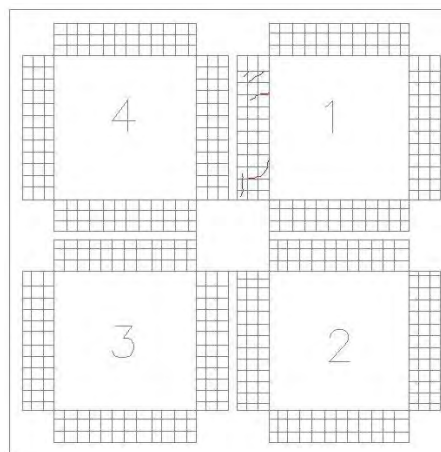
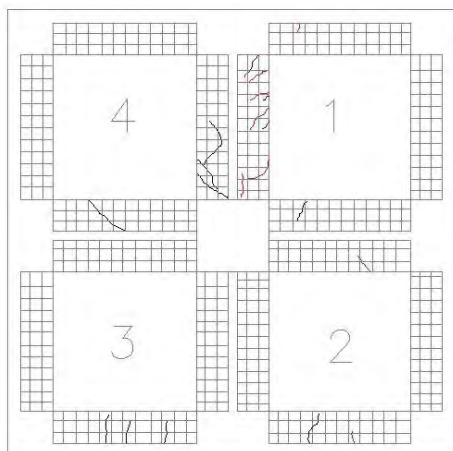
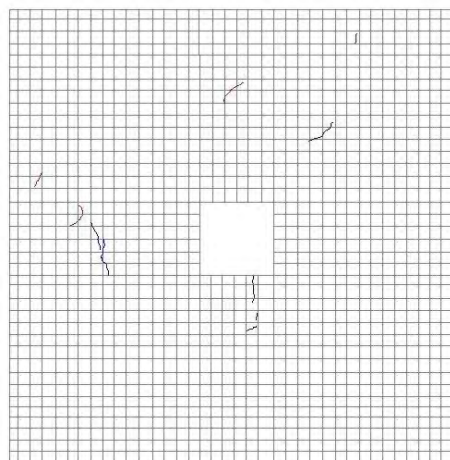
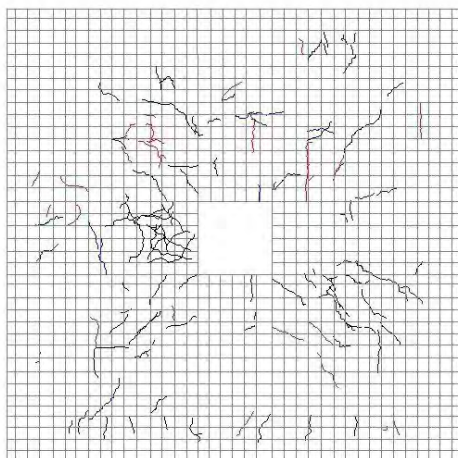
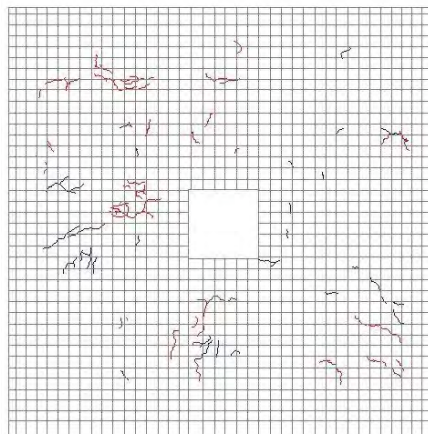
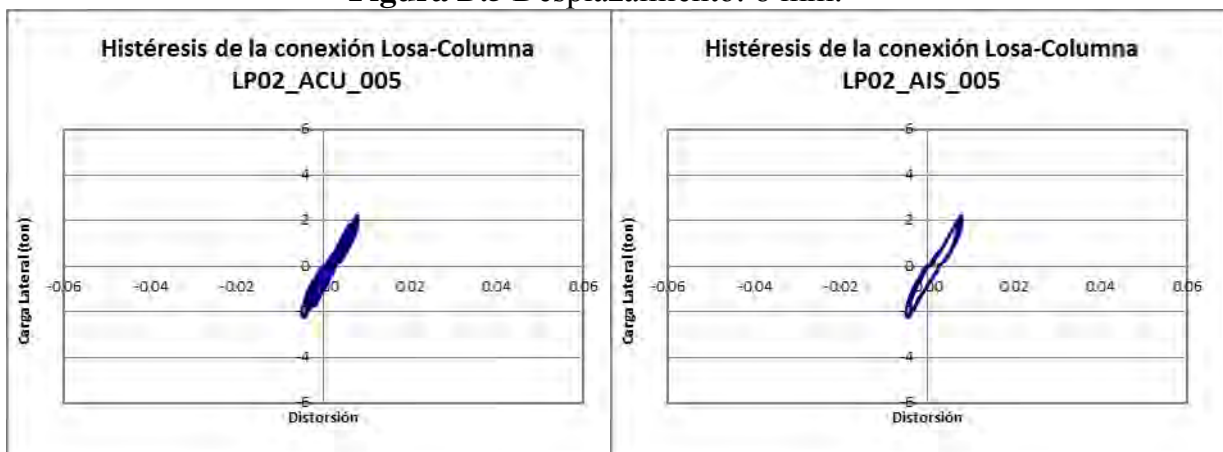
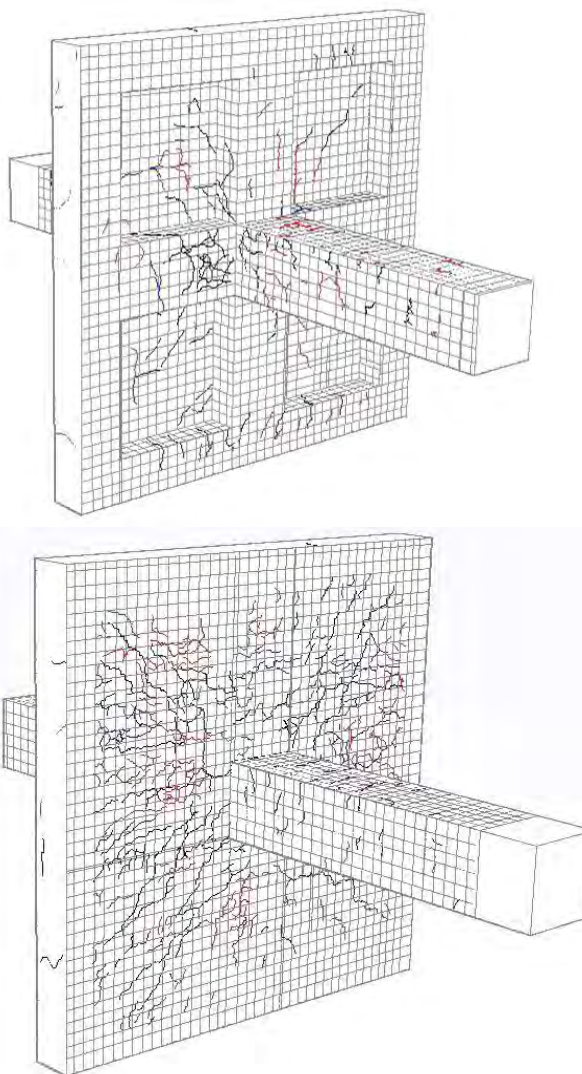


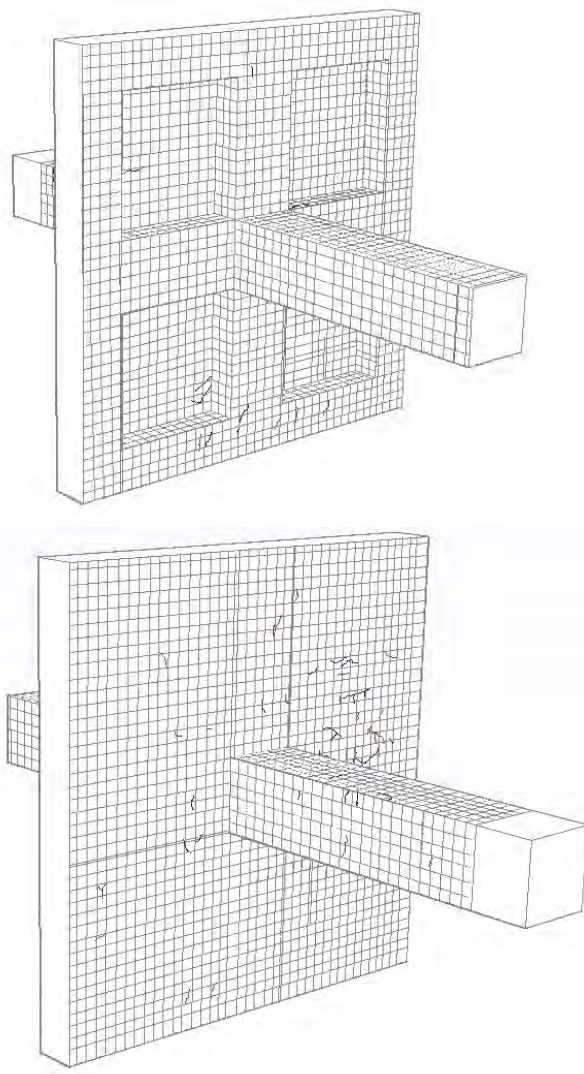
Figura D.5 Desplazamiento: 8 mm.



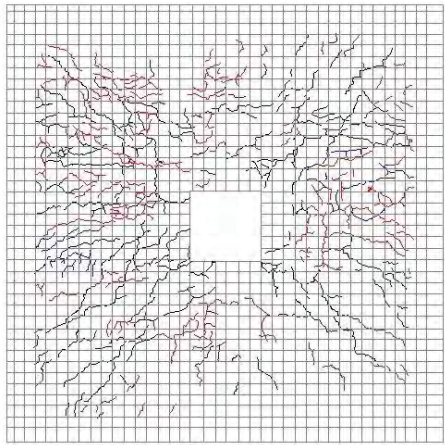
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

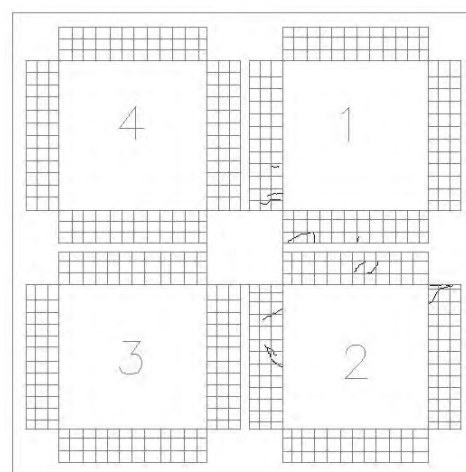
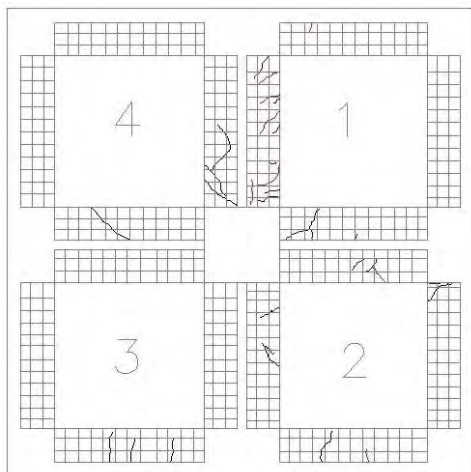
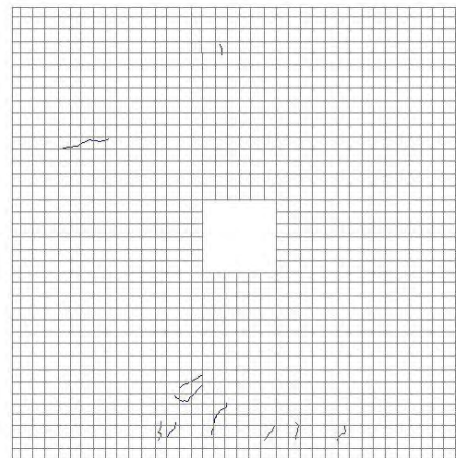
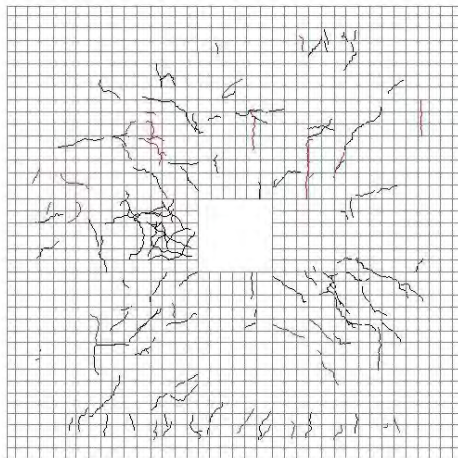
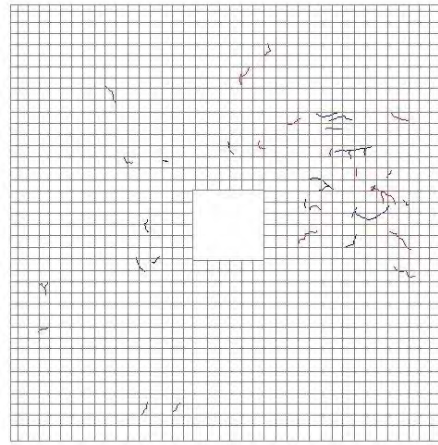
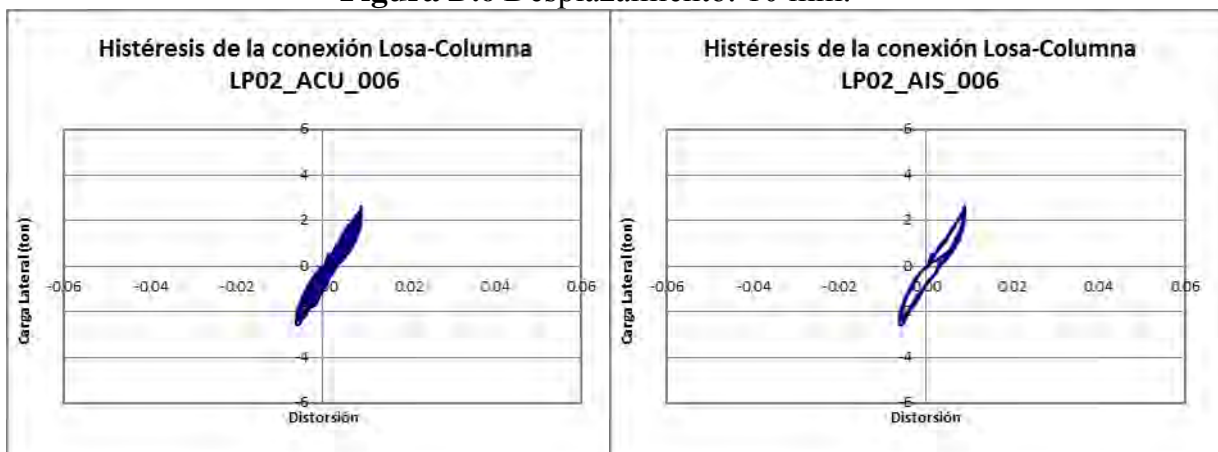
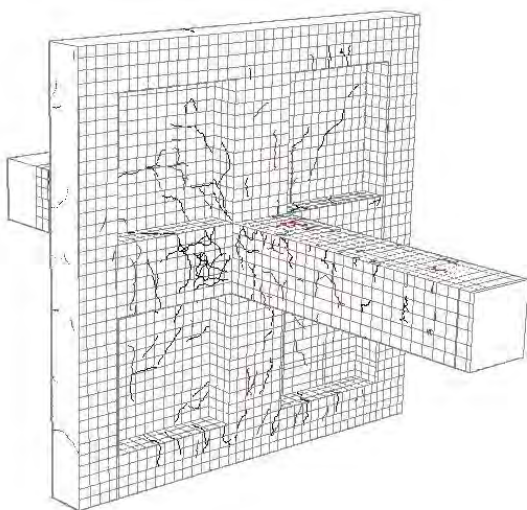


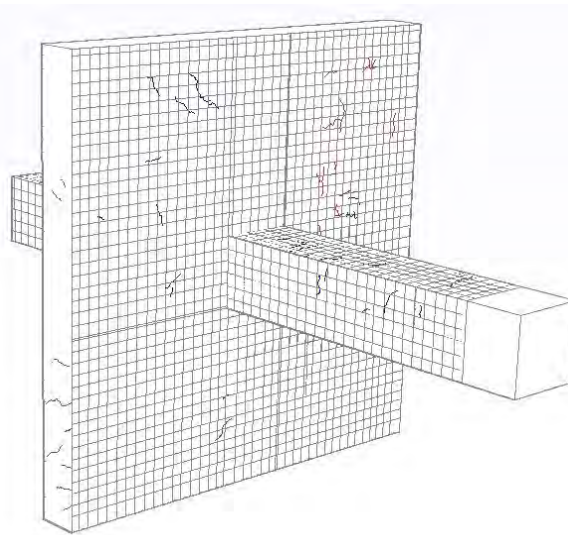
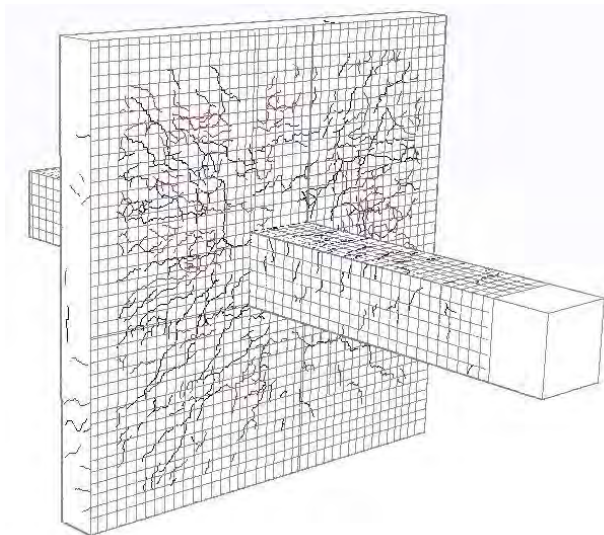
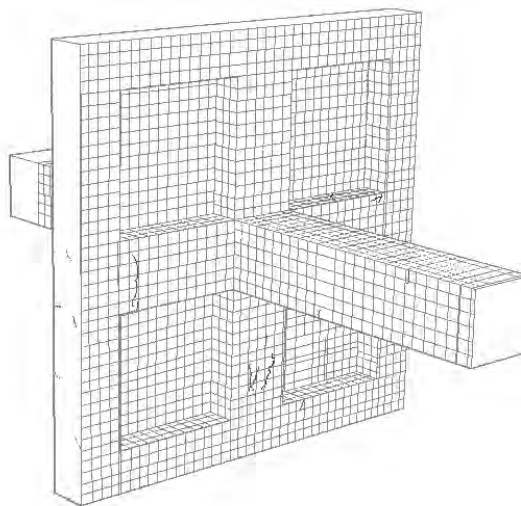
Figura D.6 Desplazamiento: 10 mm.



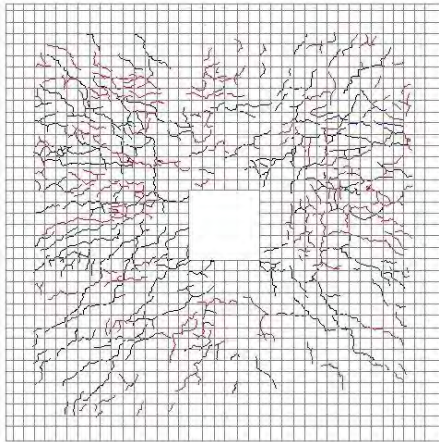
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

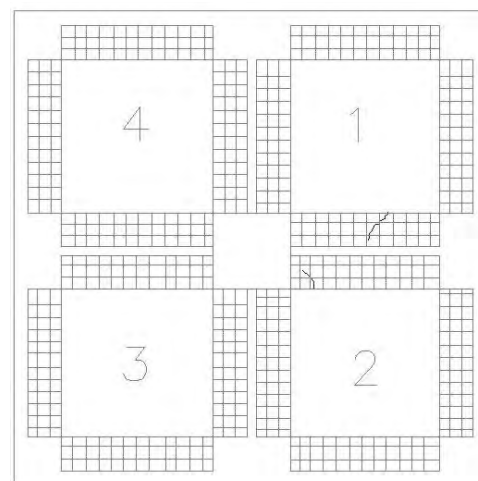
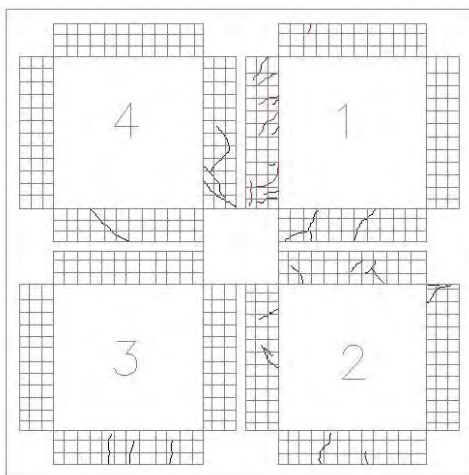
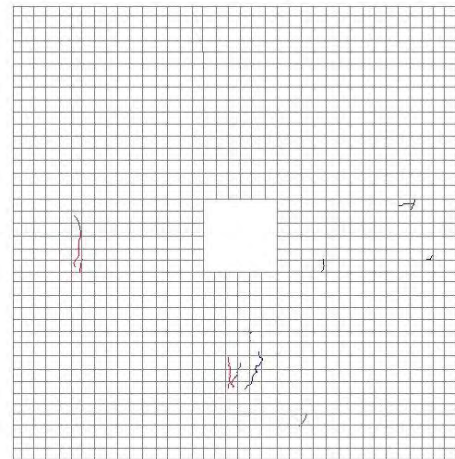
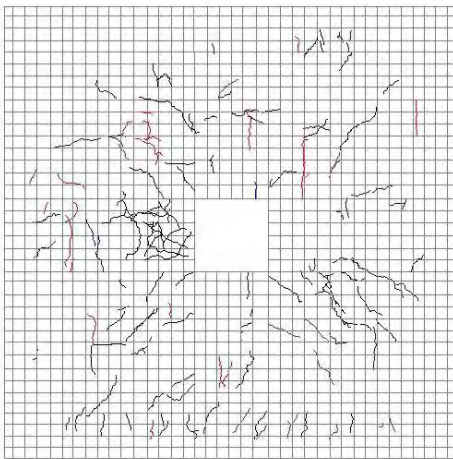
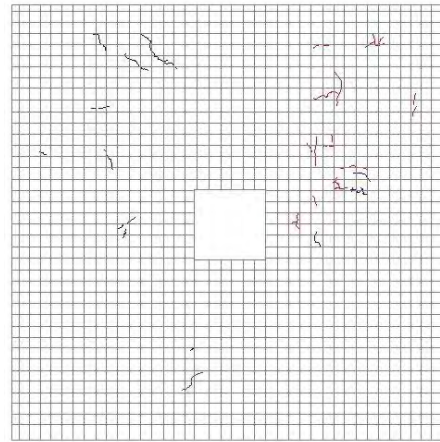
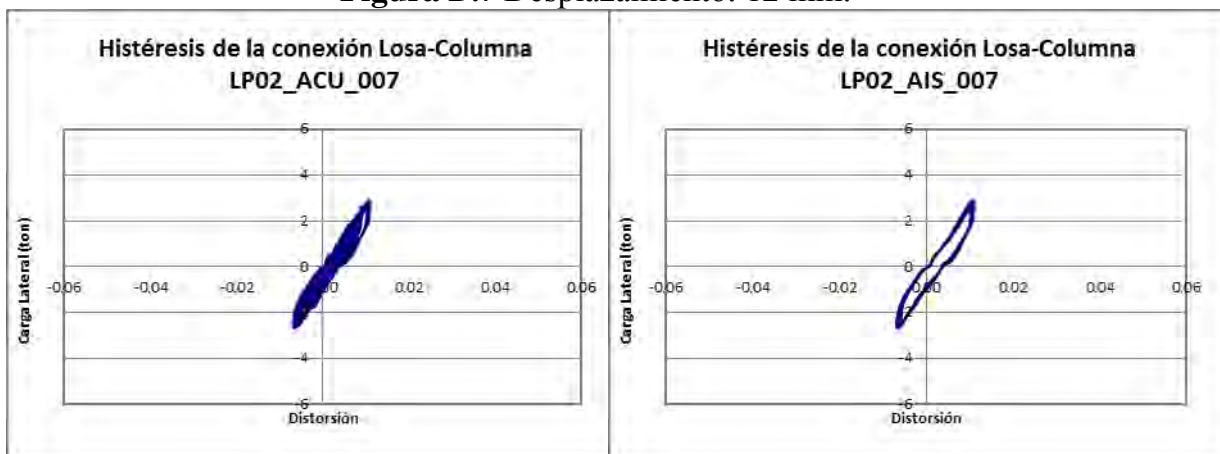
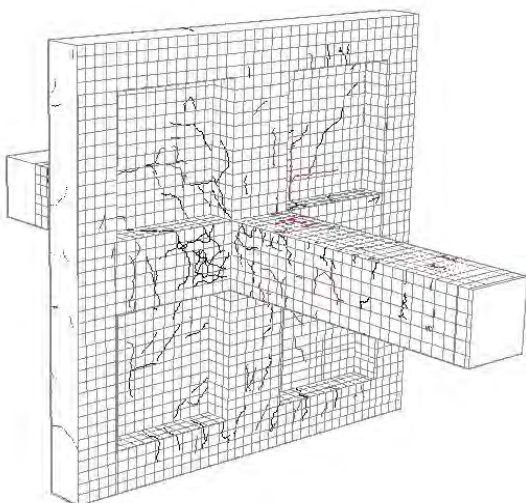


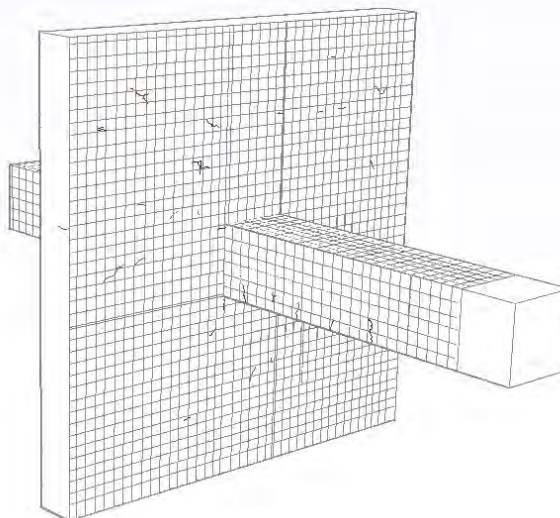
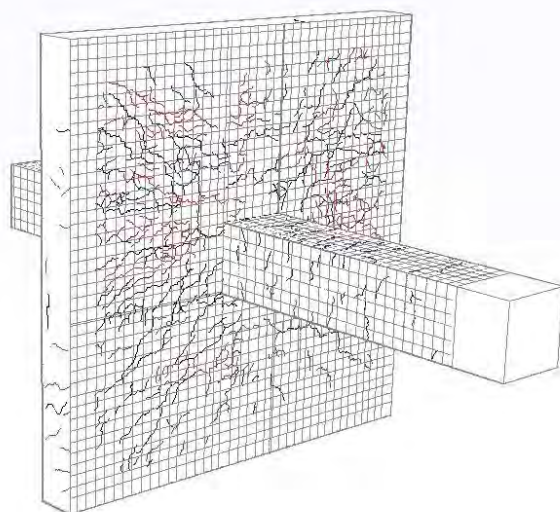
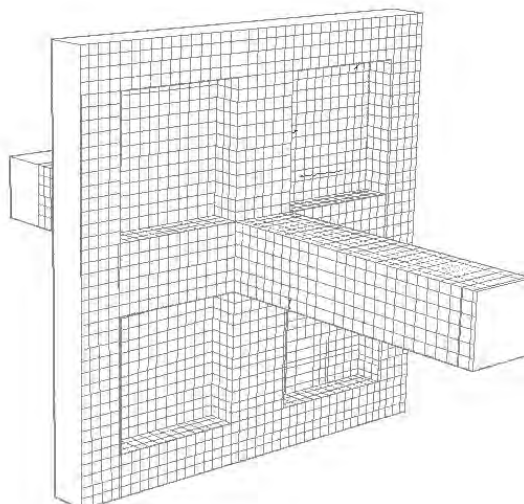
Figura D.7 Desplazamiento: 12 mm.



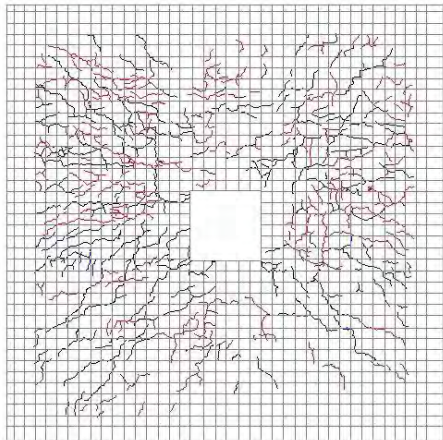
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

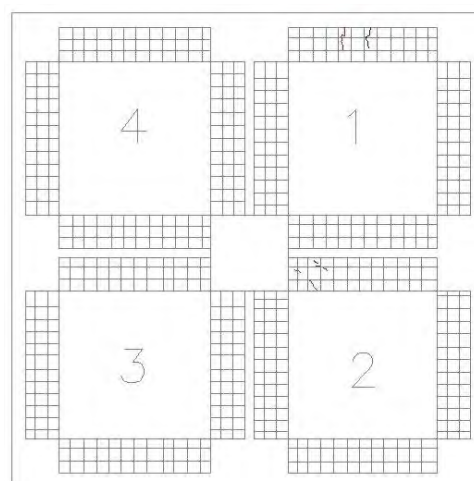
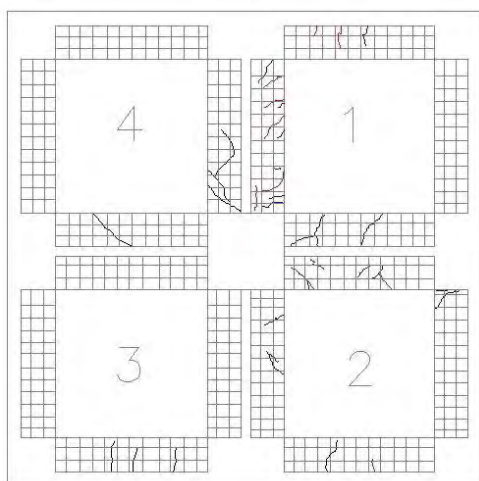
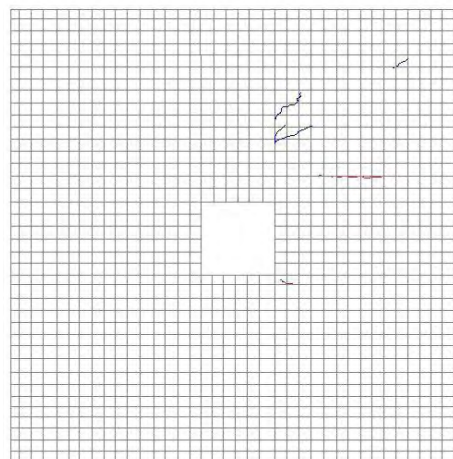
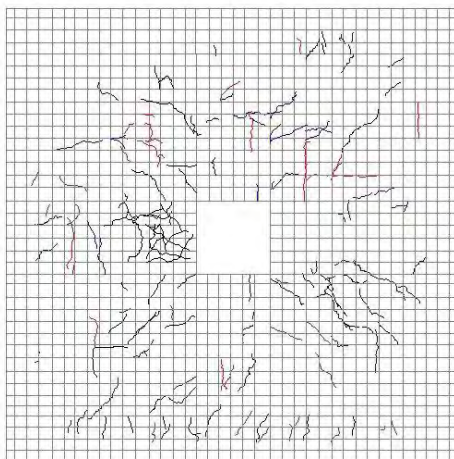
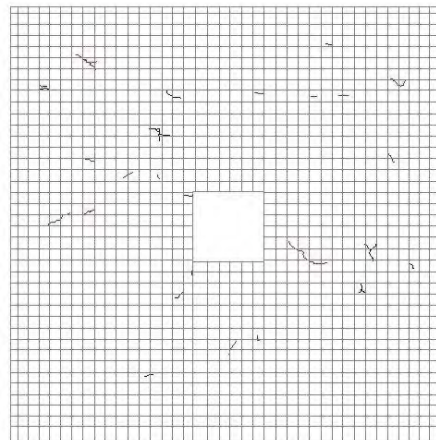
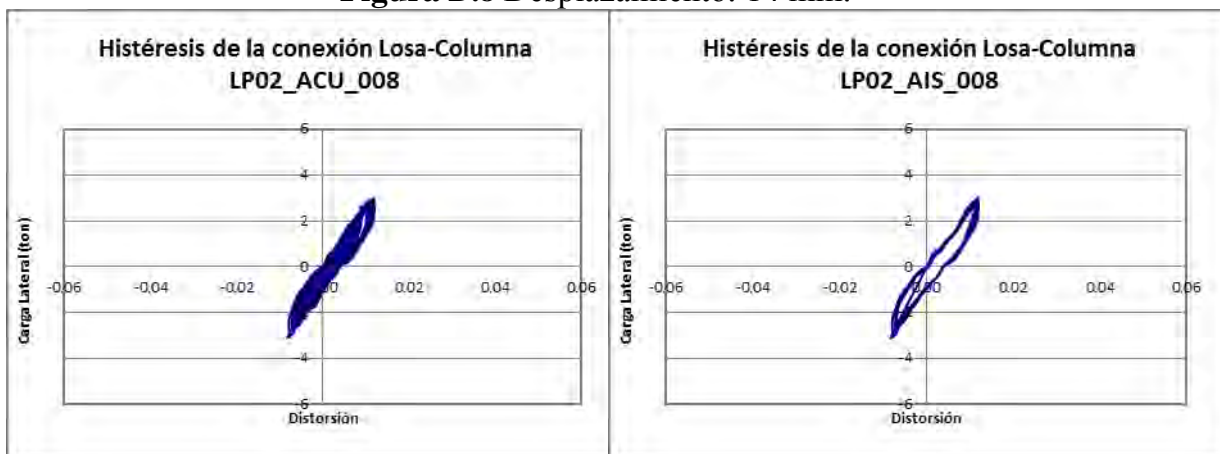
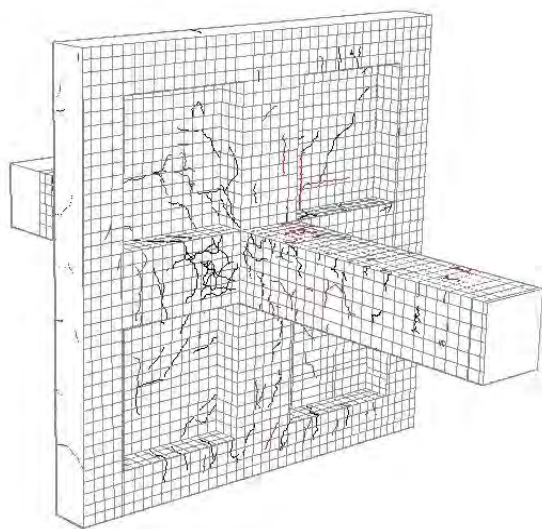


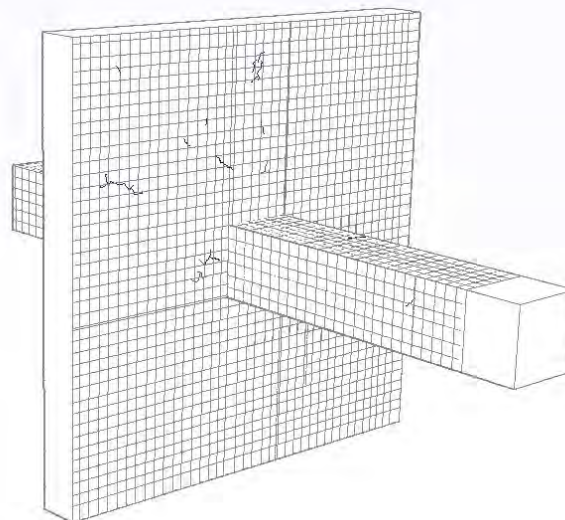
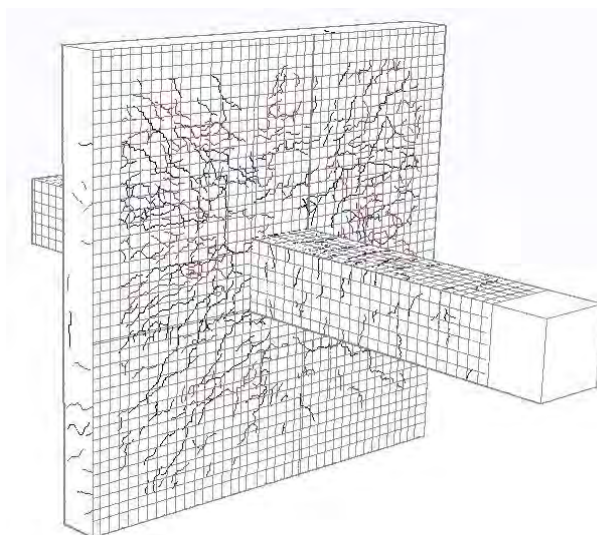
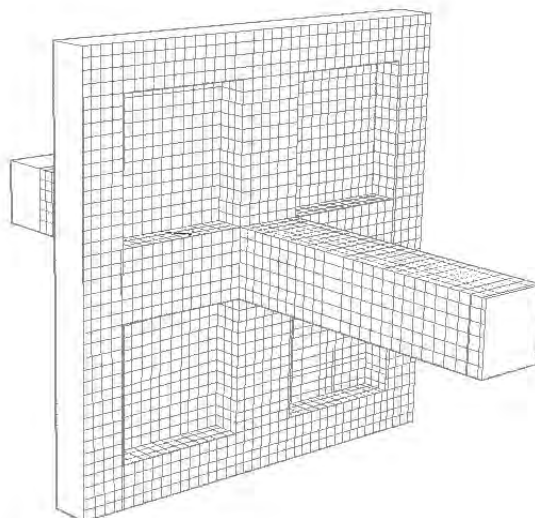
Figura D.8 Desplazamiento: 14 mm.



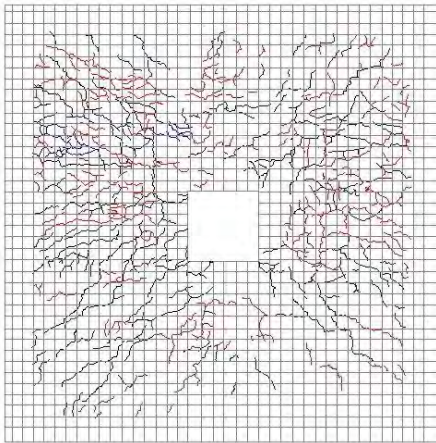
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

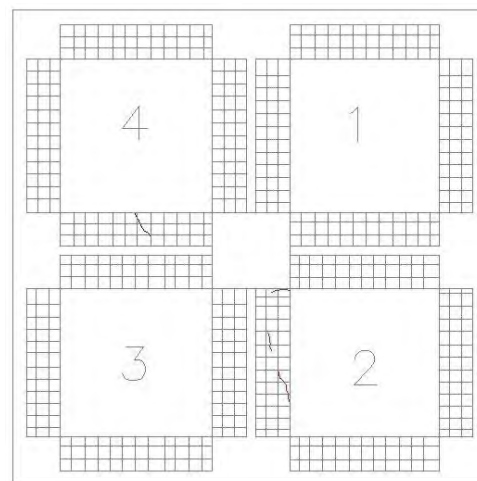
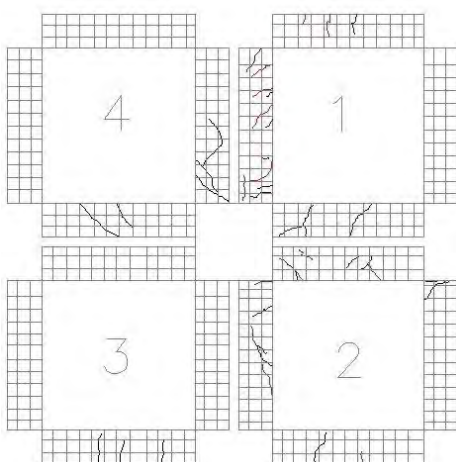
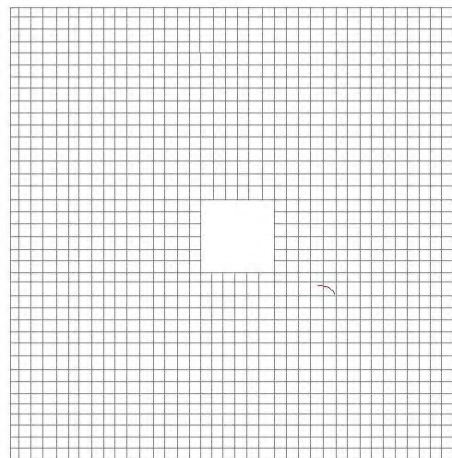
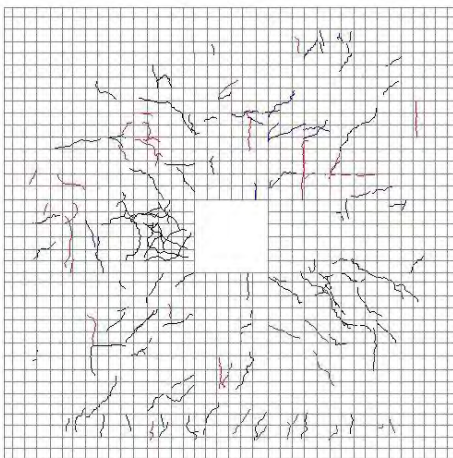
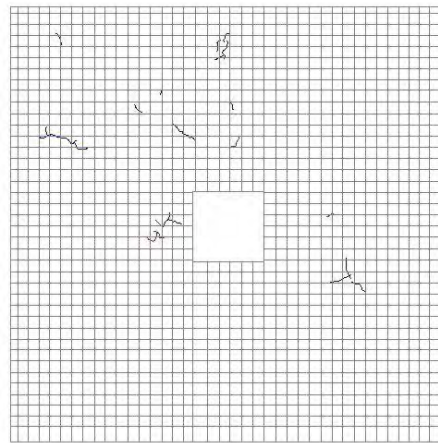
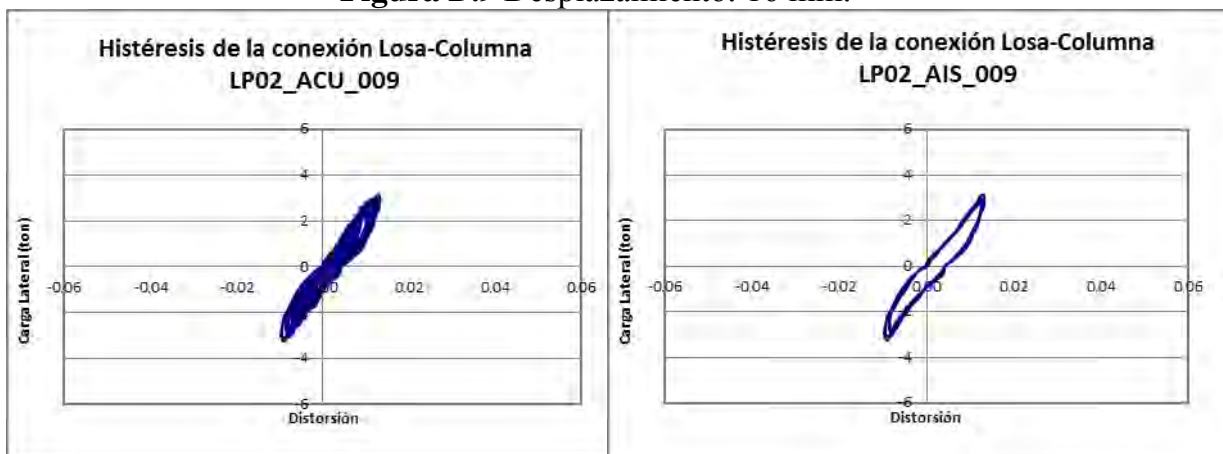
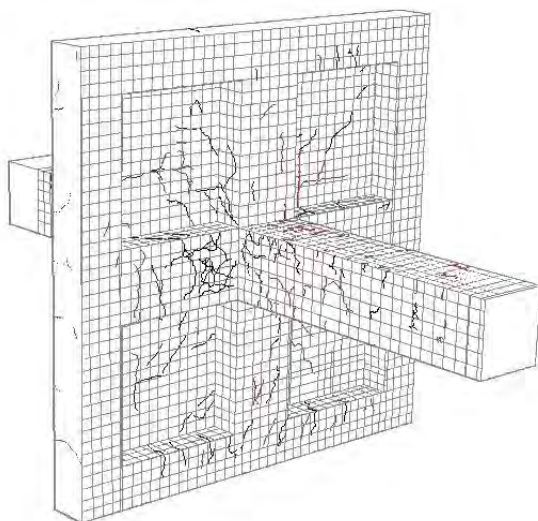


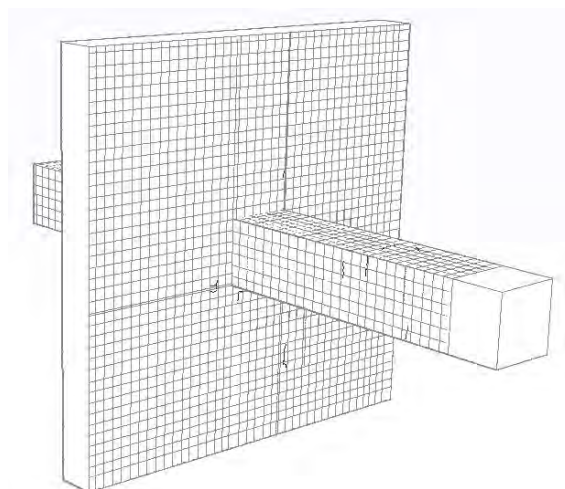
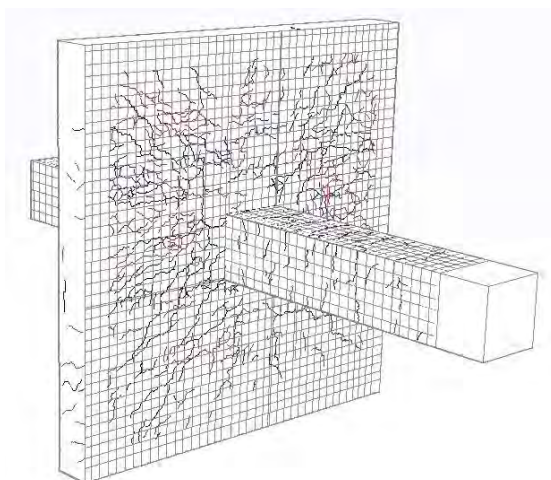
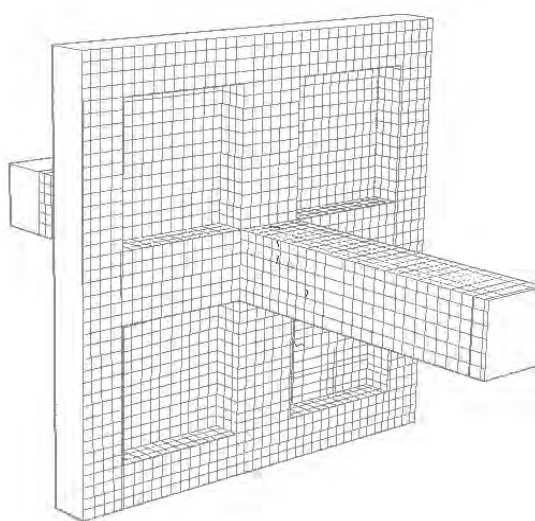
Figura D.9 Desplazamiento: 16 mm.



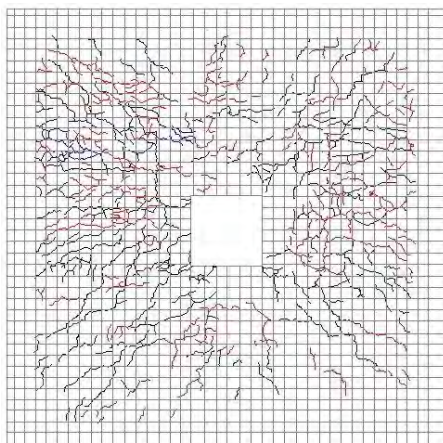
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

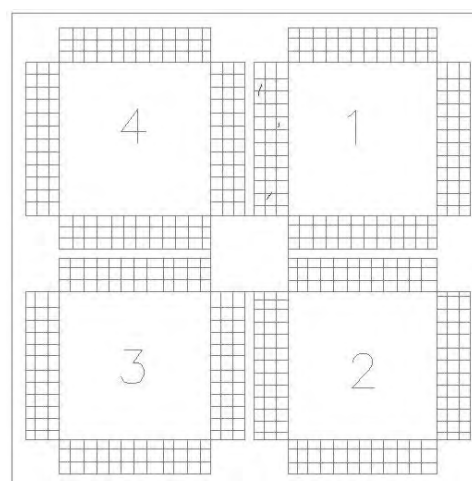
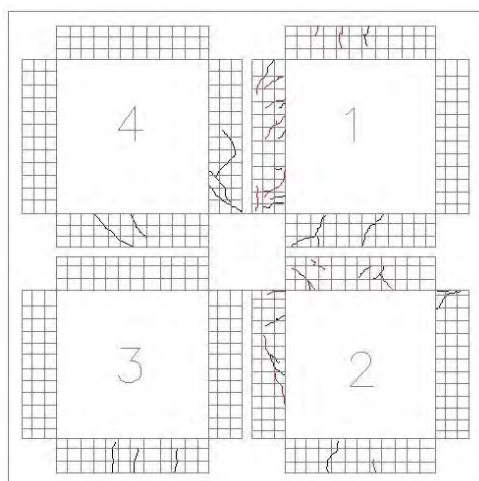
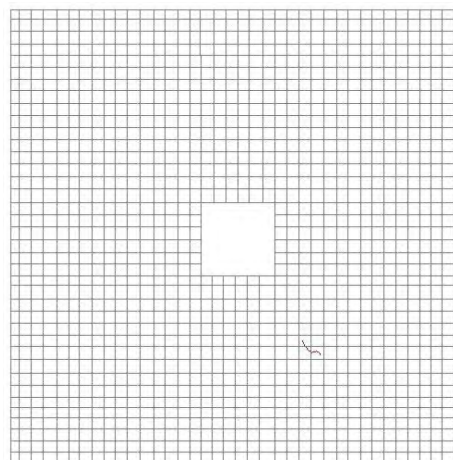
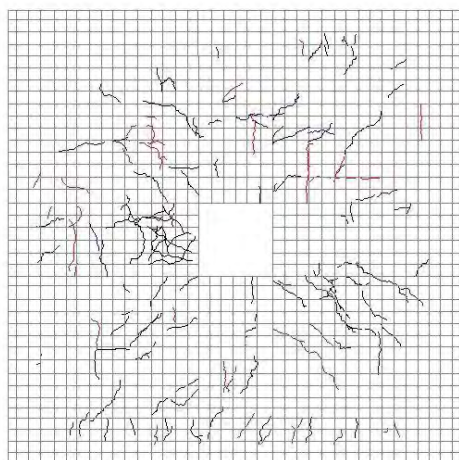
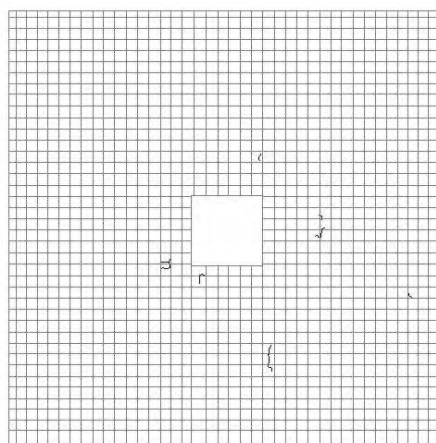
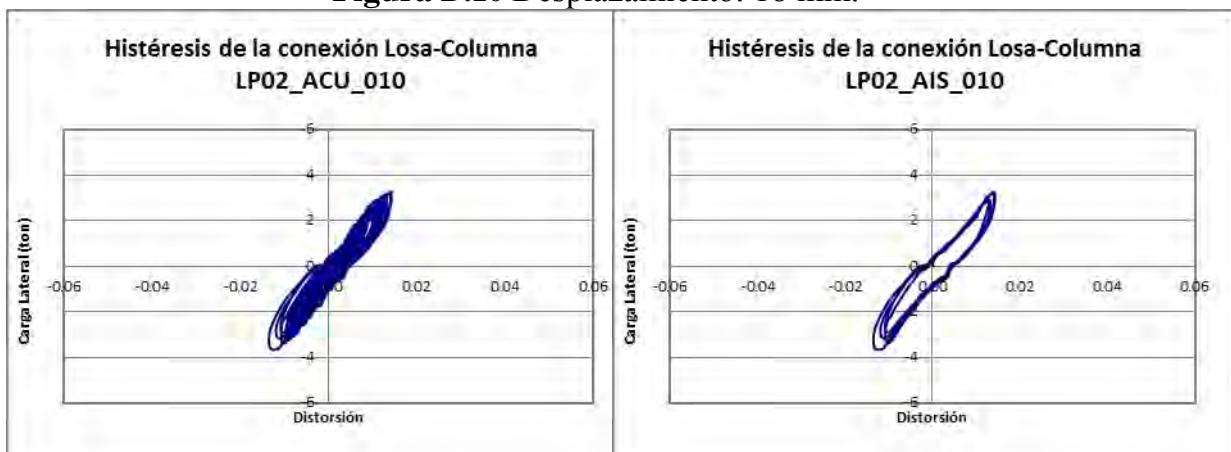
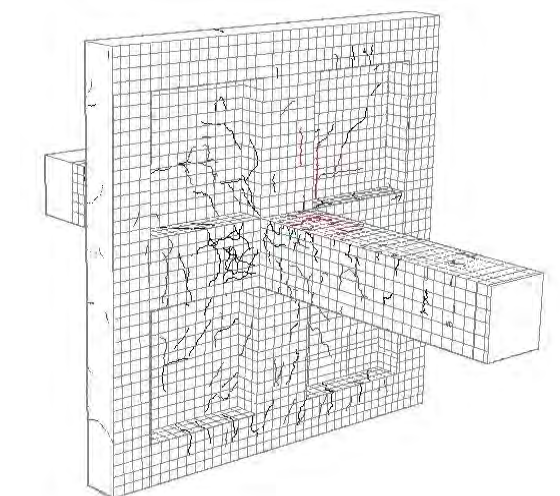


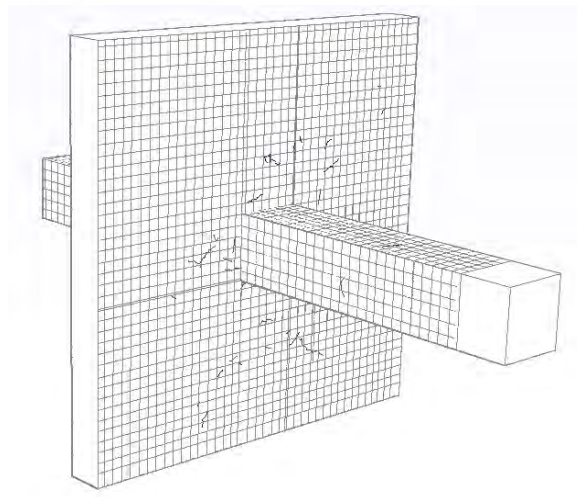
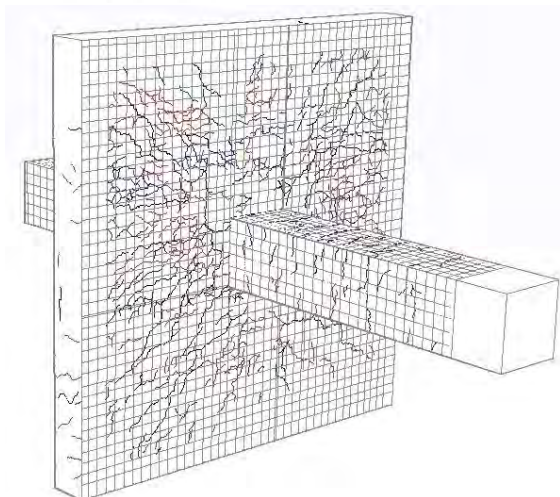
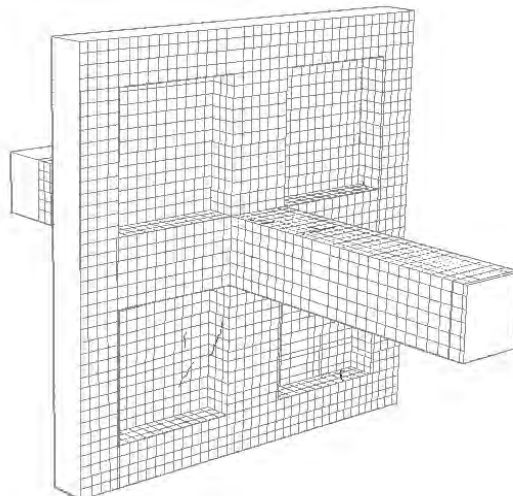
Figura D.10 Desplazamiento: 18 mm.



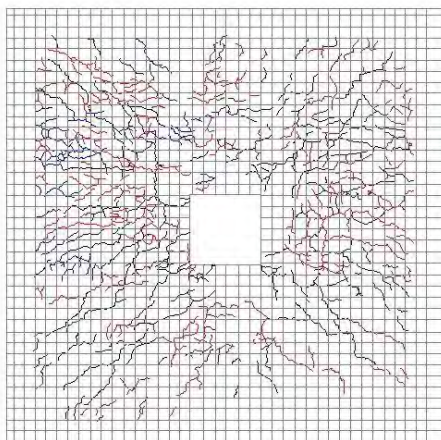
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

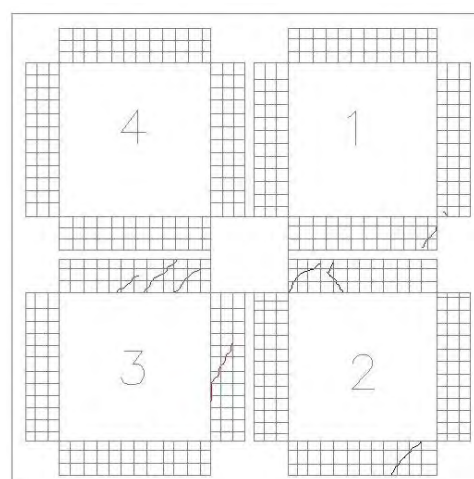
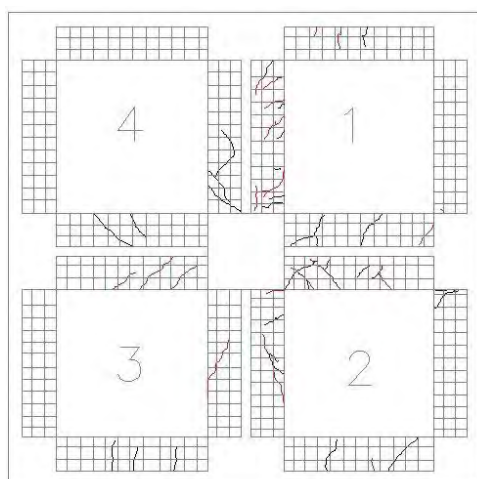
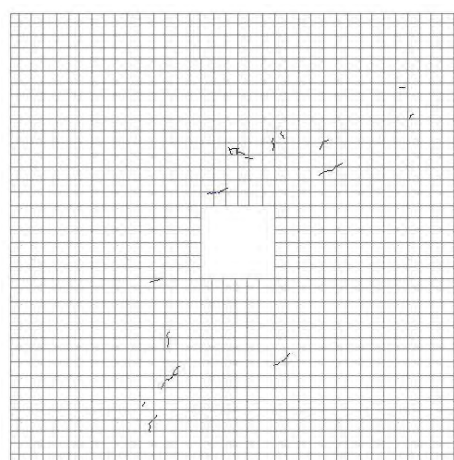
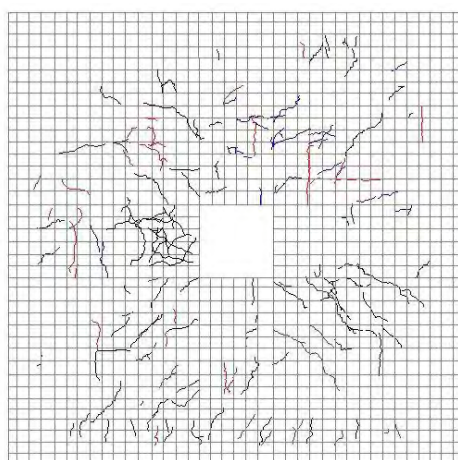
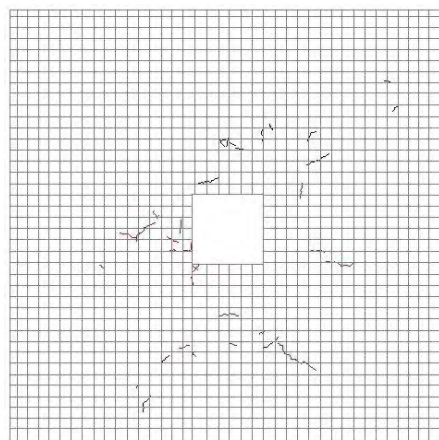
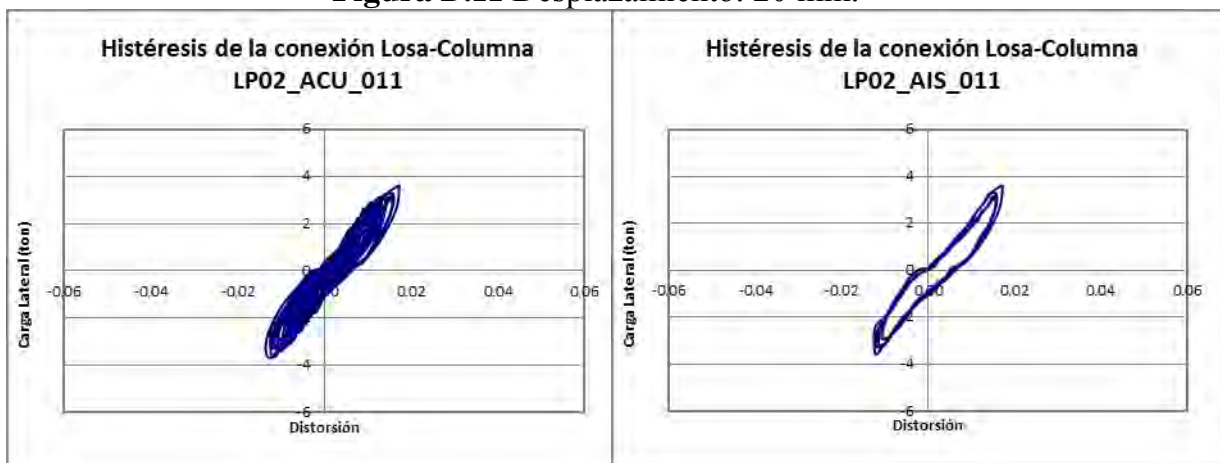
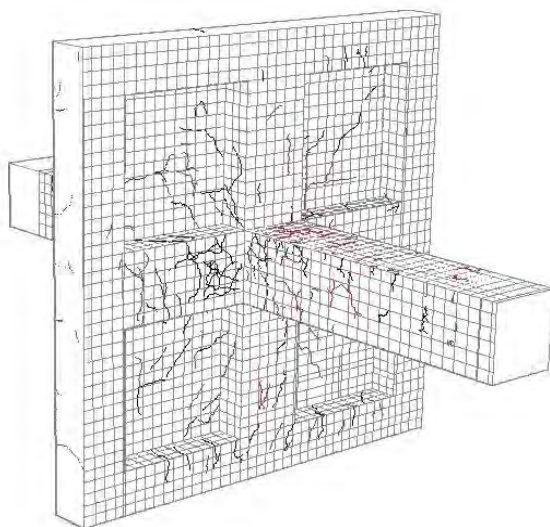


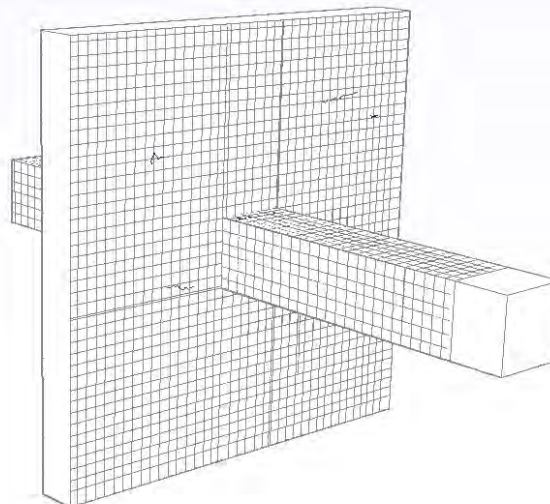
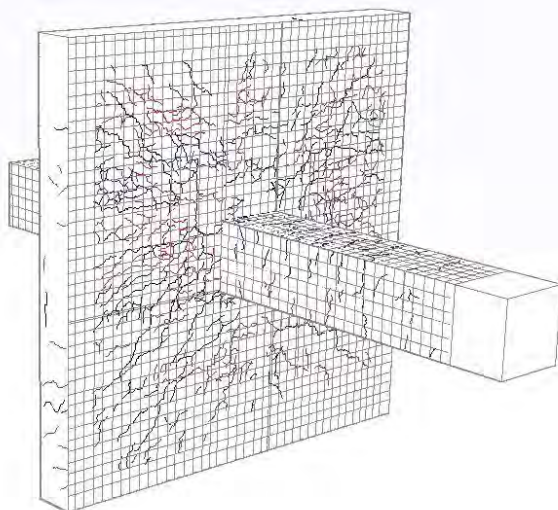
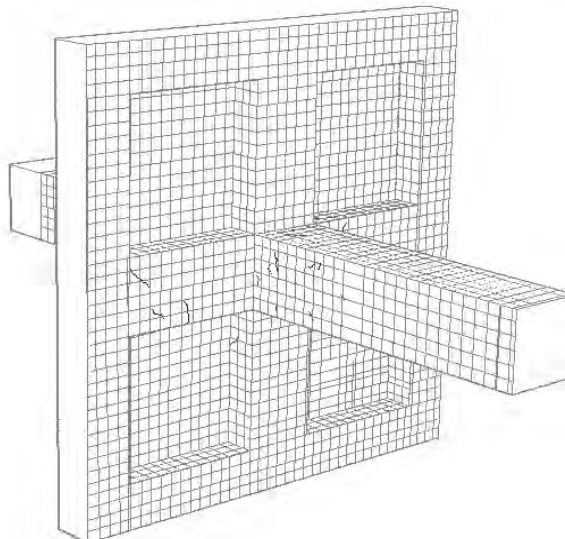
Figura D.11 Desplazamiento: 20 mm.



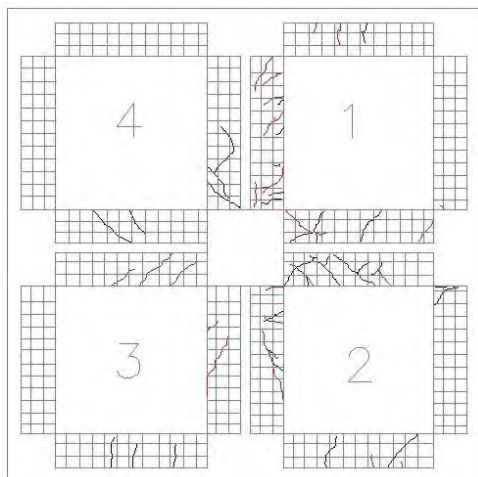
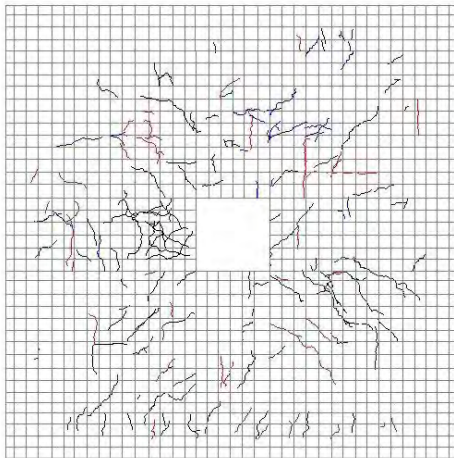
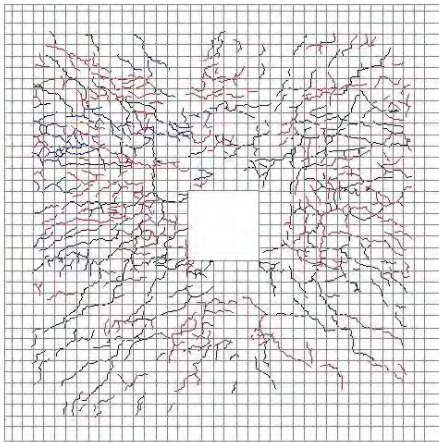
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

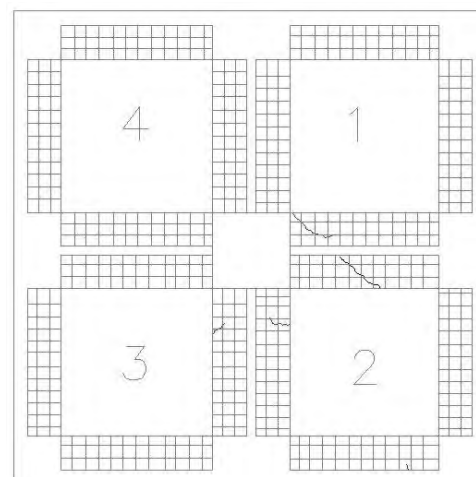
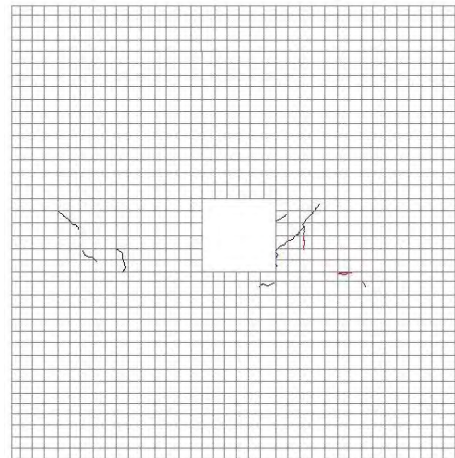
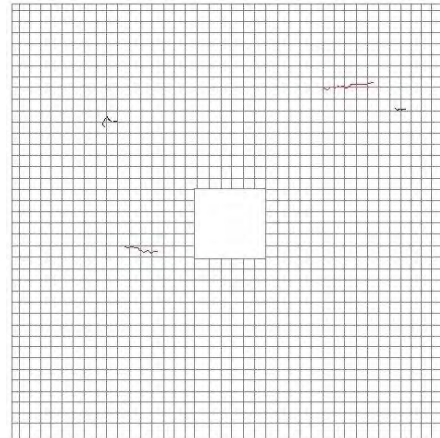
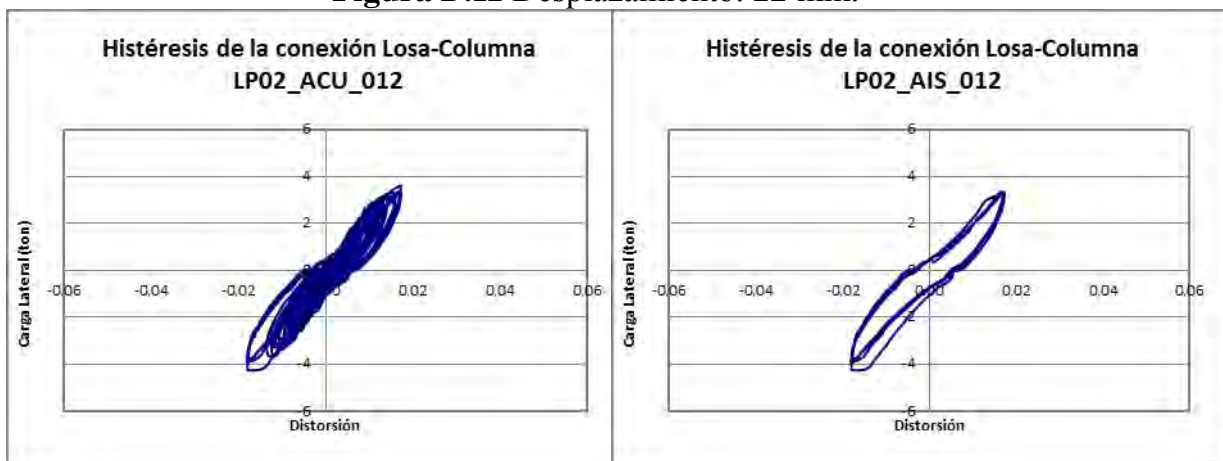
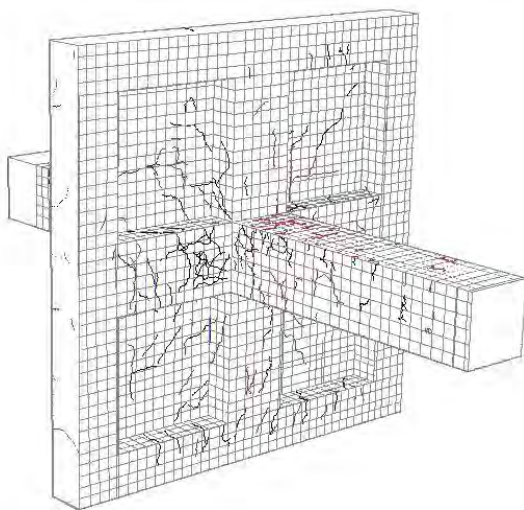


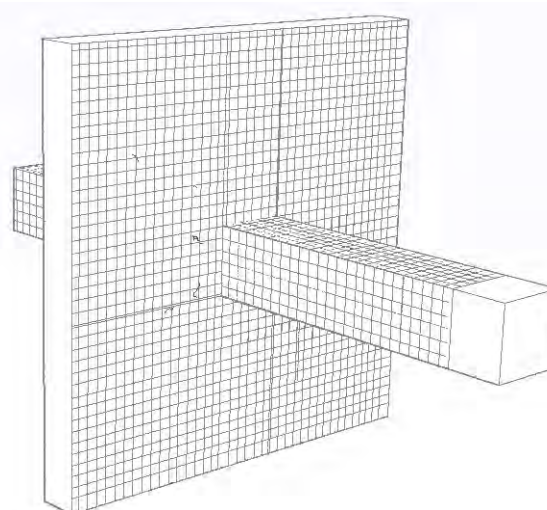
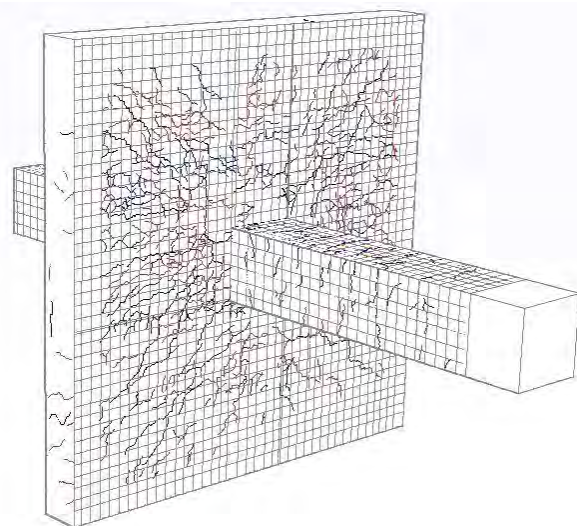
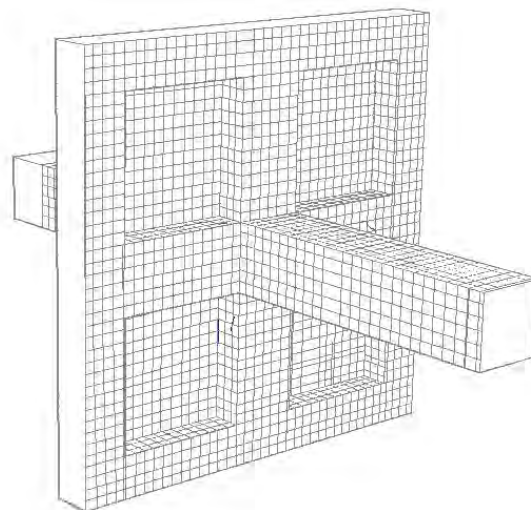
Figura D.12 Desplazamiento: 22 mm.



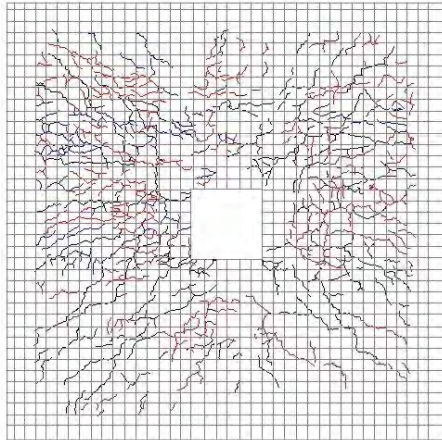
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

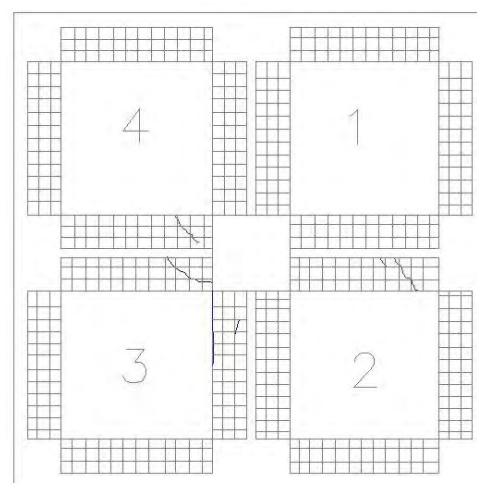
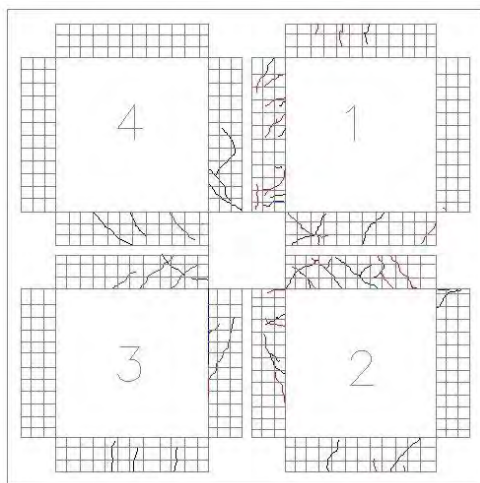
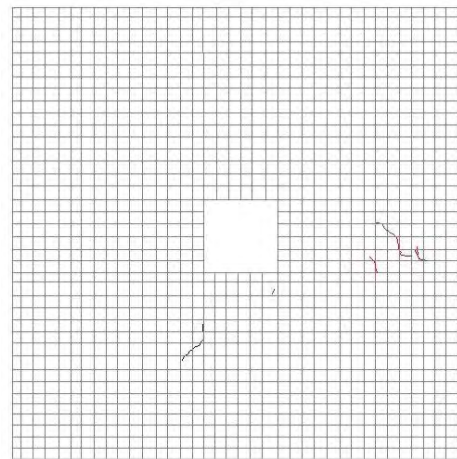
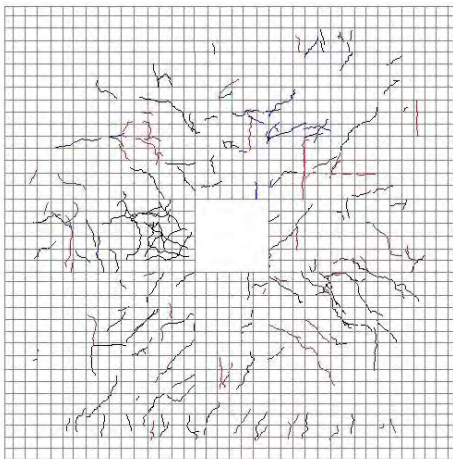
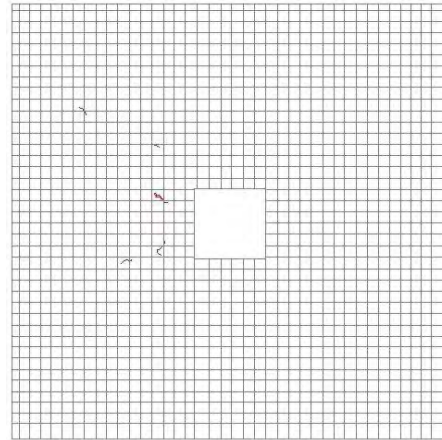
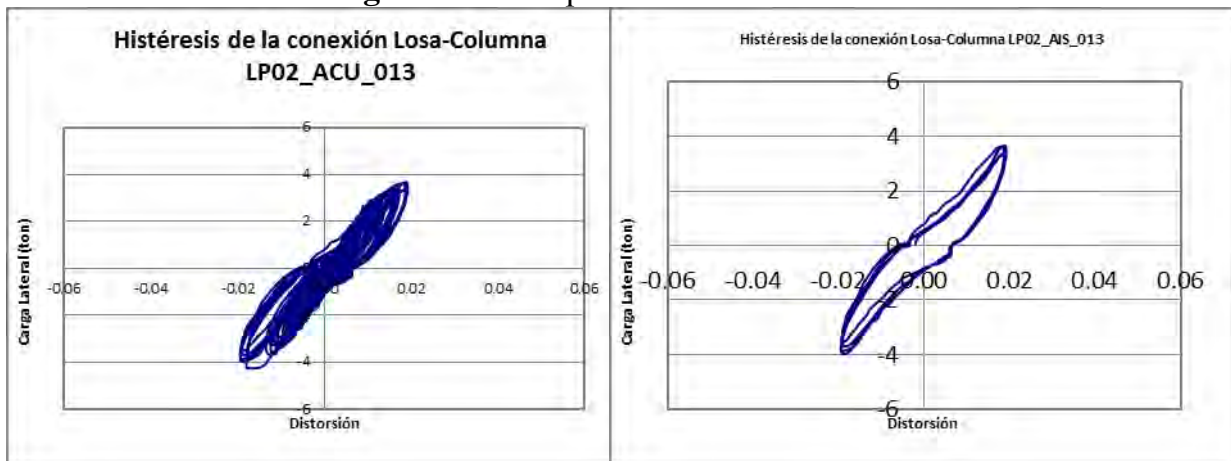
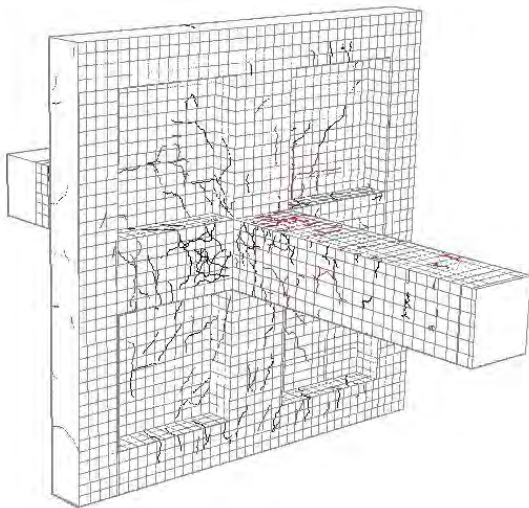


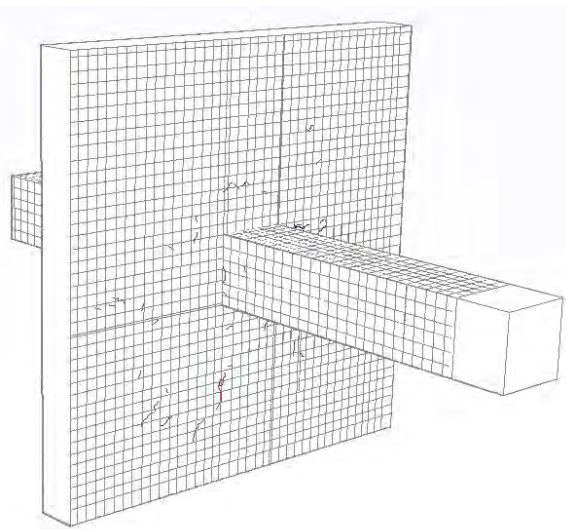
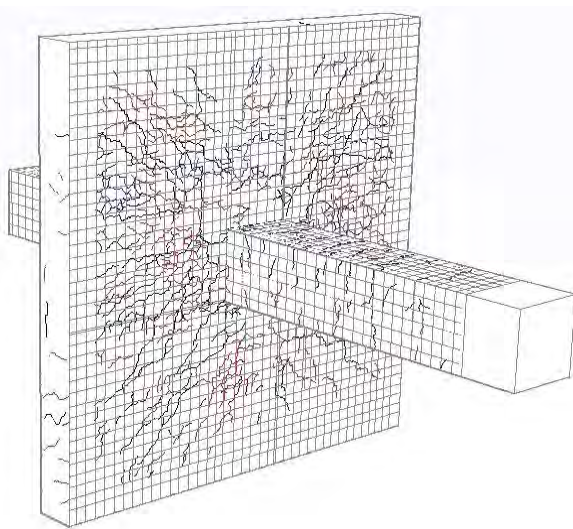
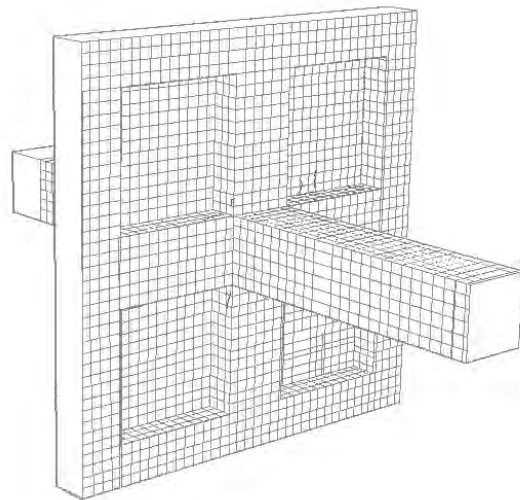
Figura D.13 Desplazamiento: 24 mm.



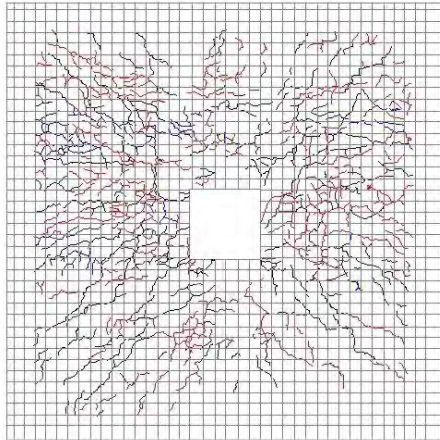
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

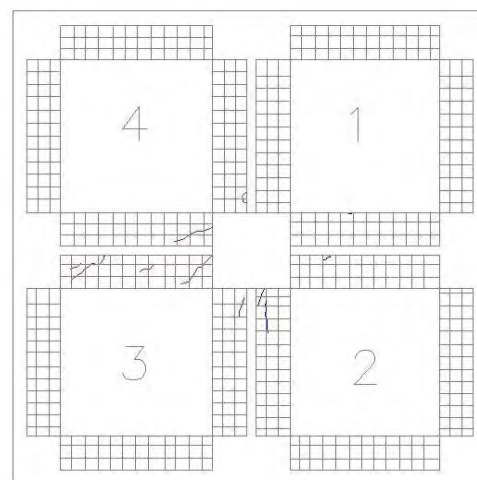
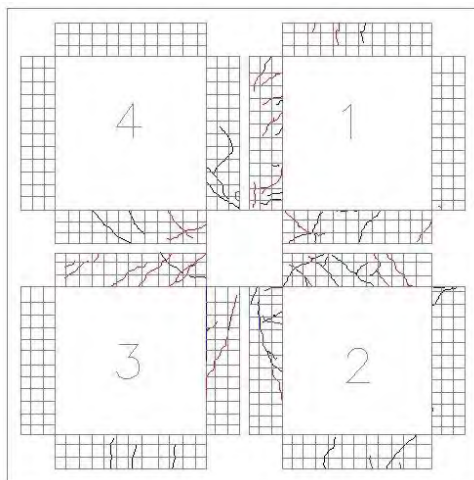
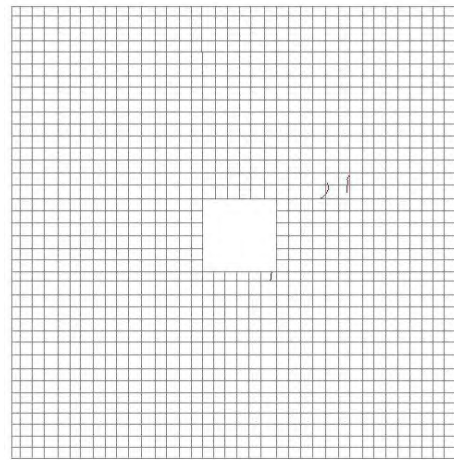
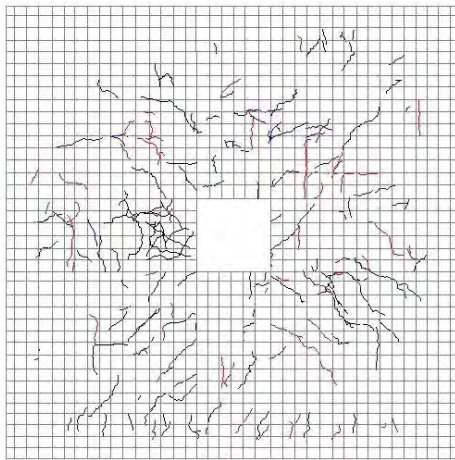
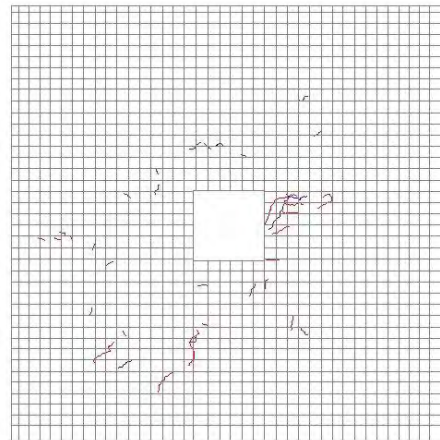
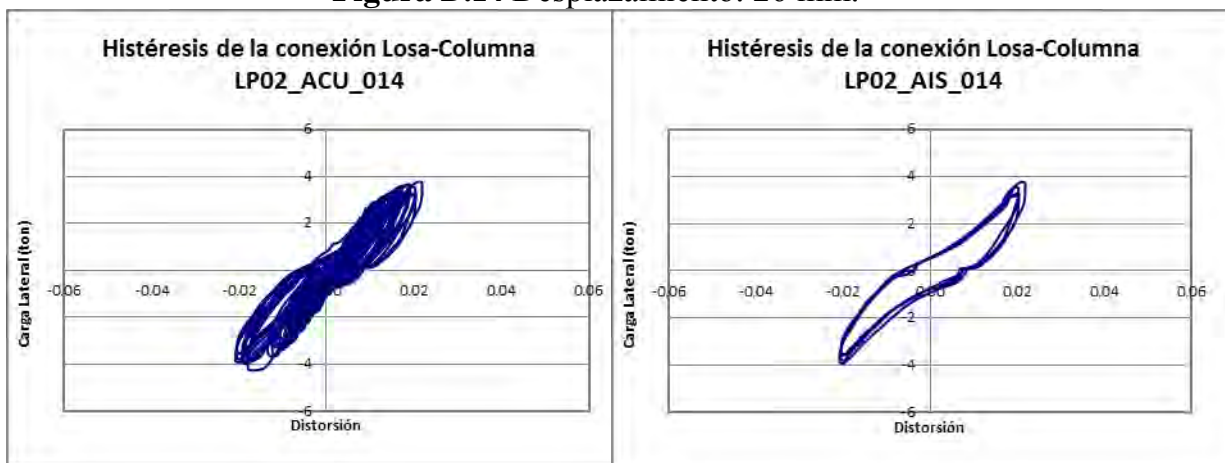
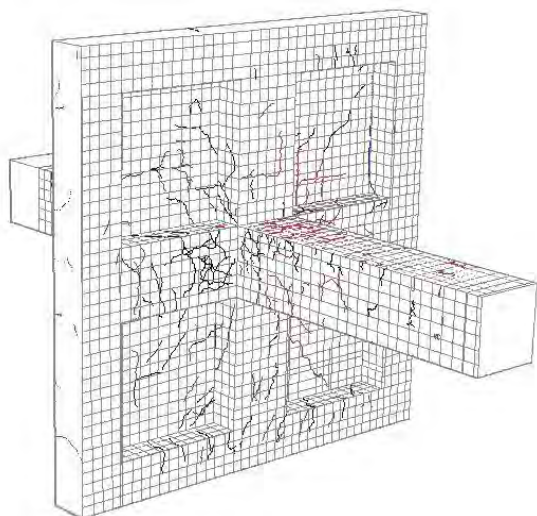


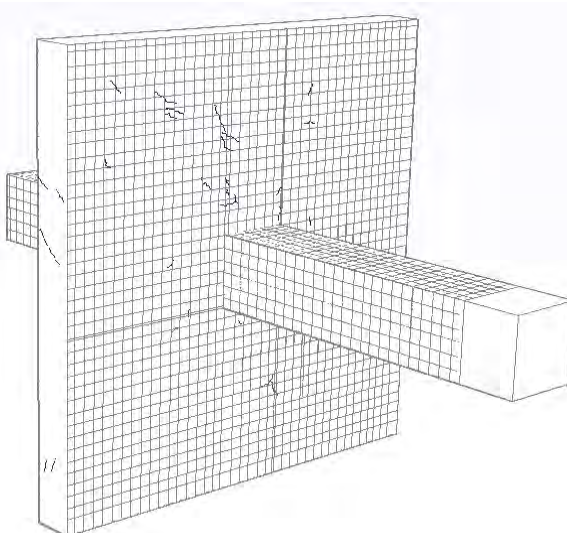
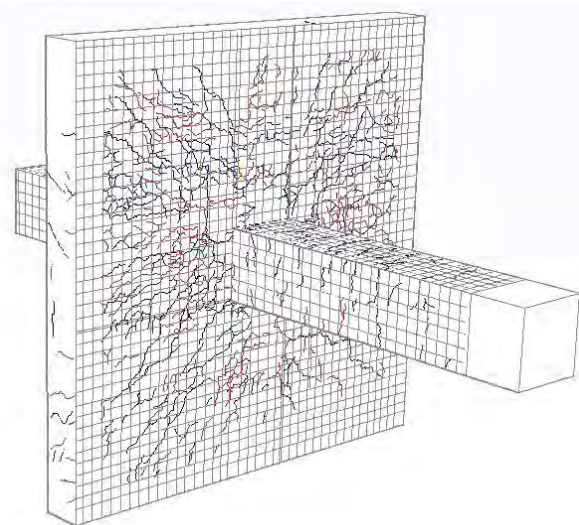
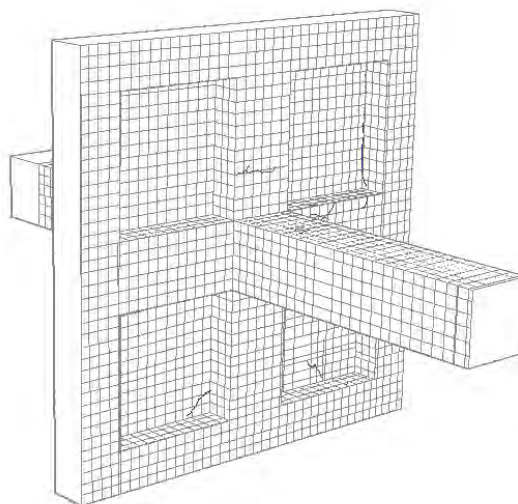
Figura D.14 Desplazamiento: 26 mm.



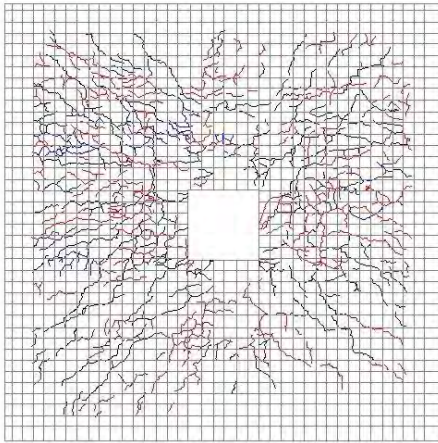
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

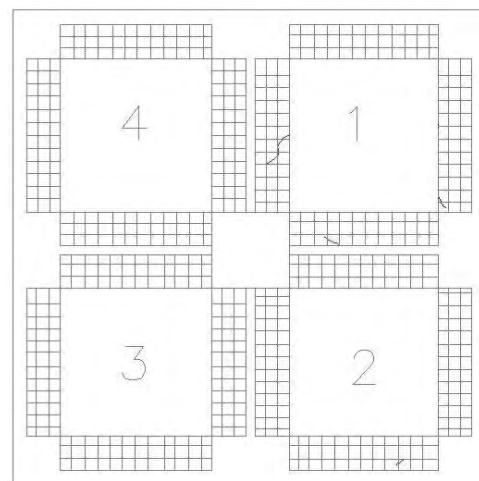
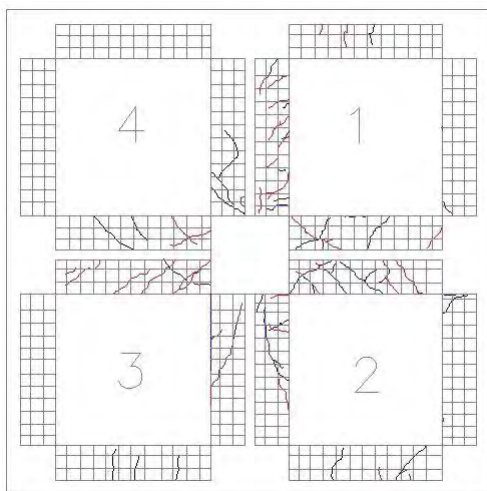
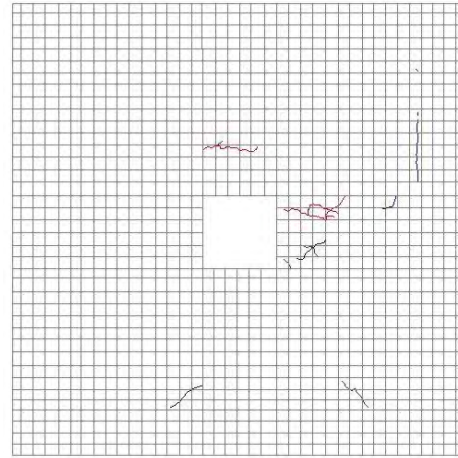
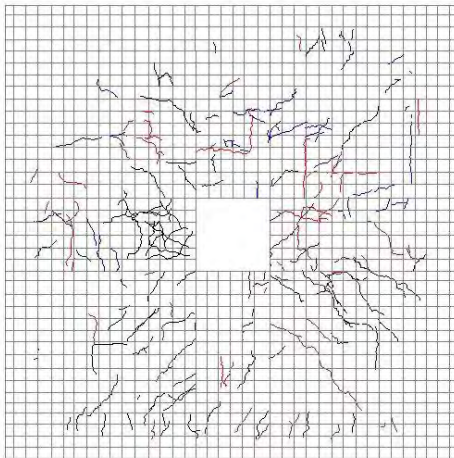
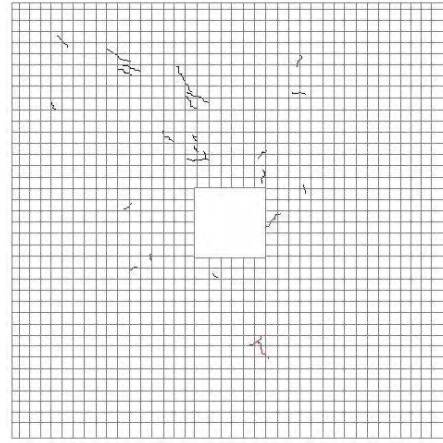
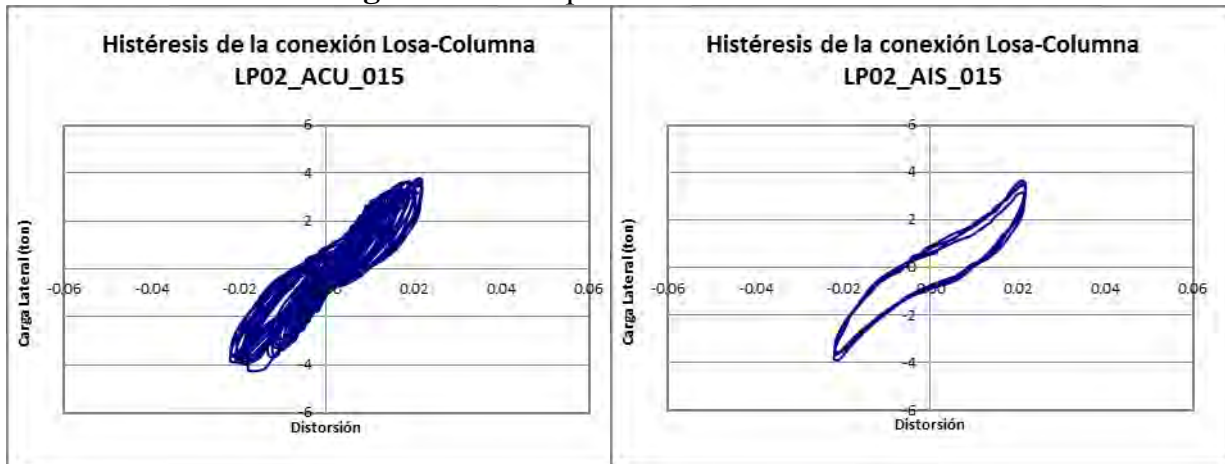
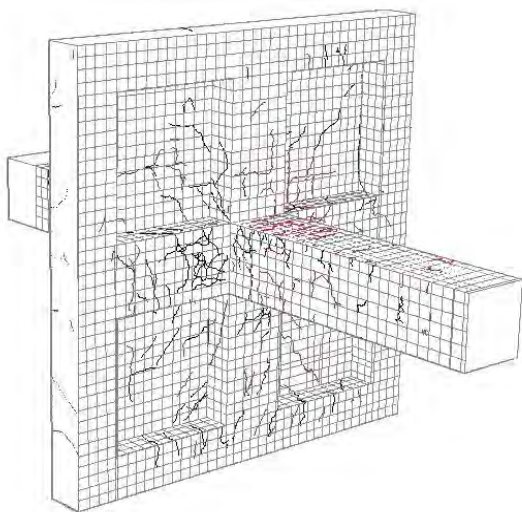


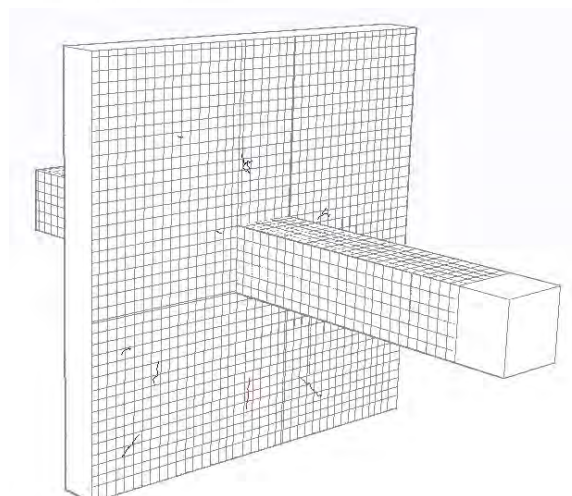
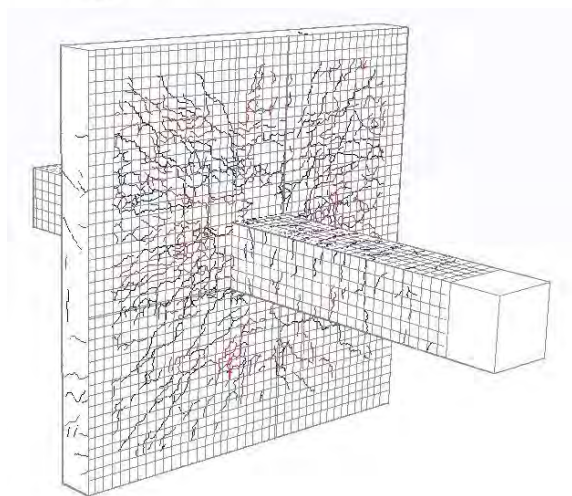
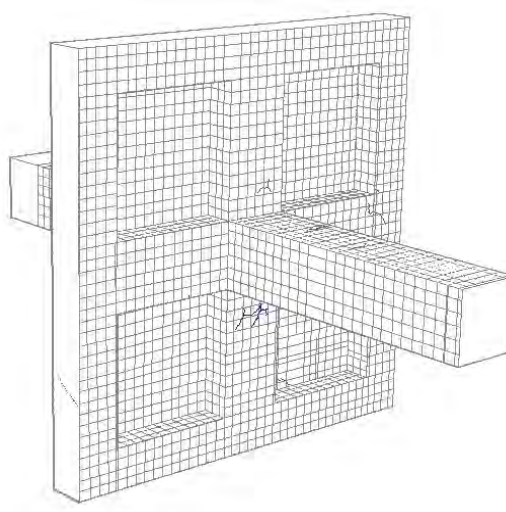
Figura D.15 Desplazamiento: 28 mm.



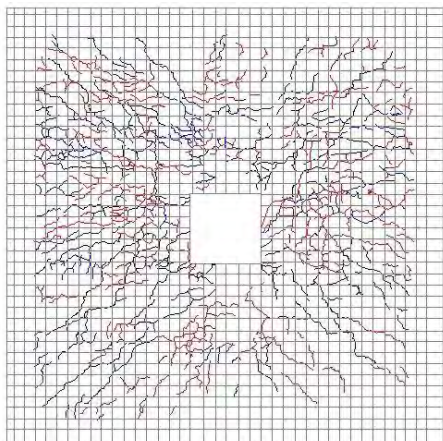
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

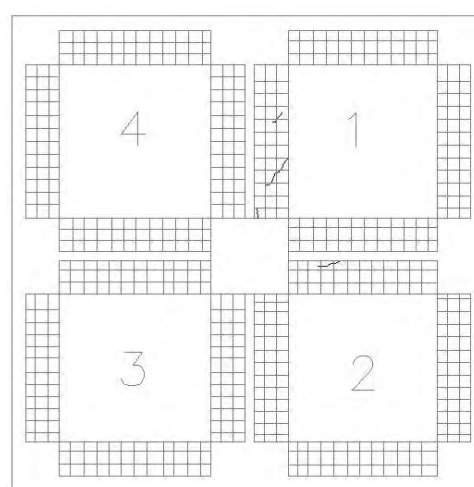
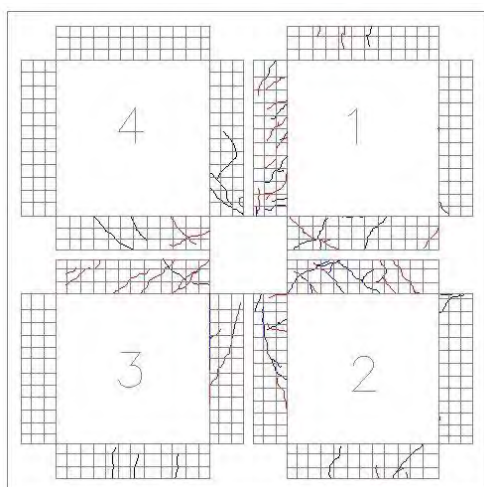
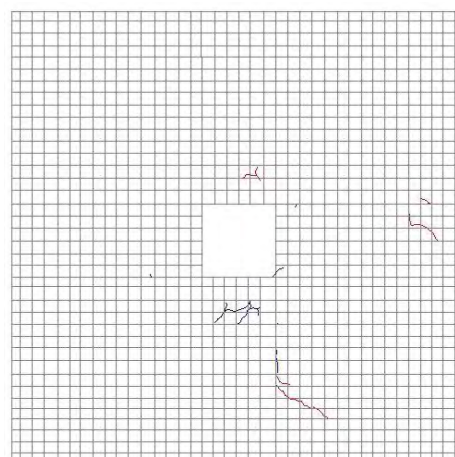
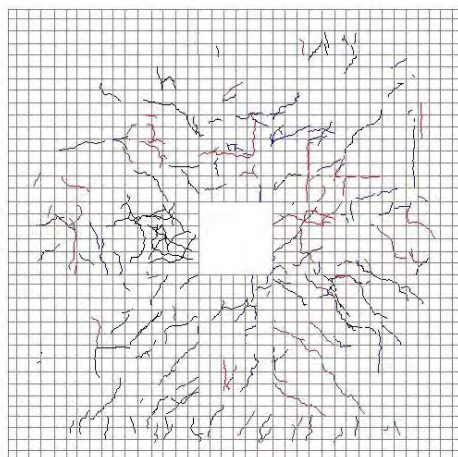
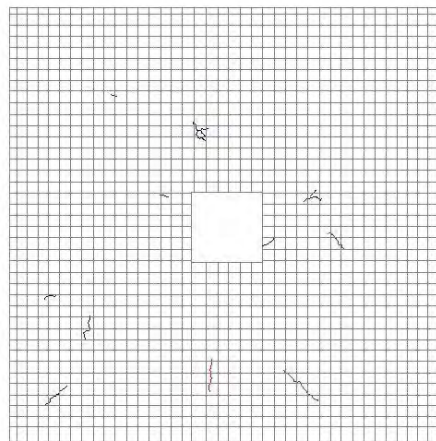
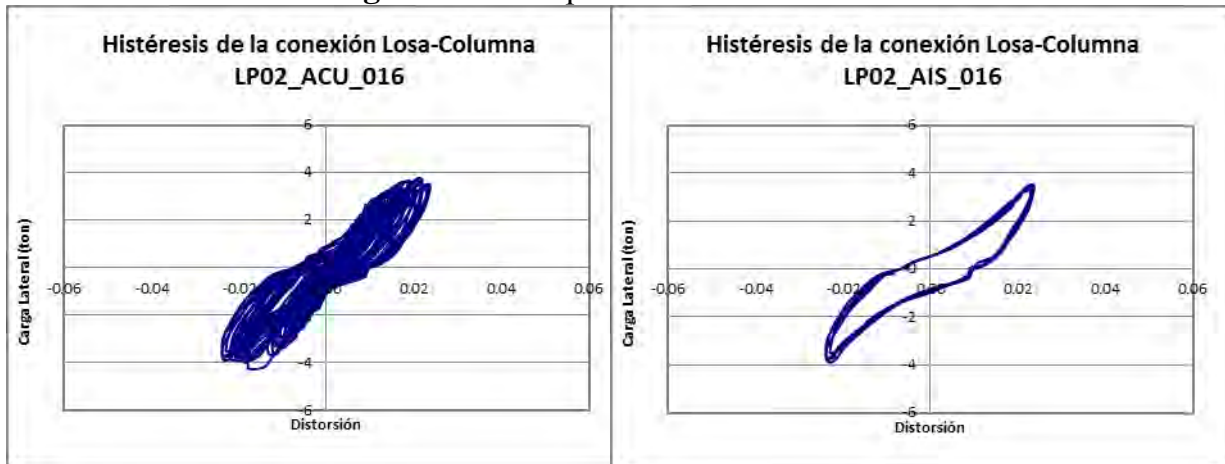
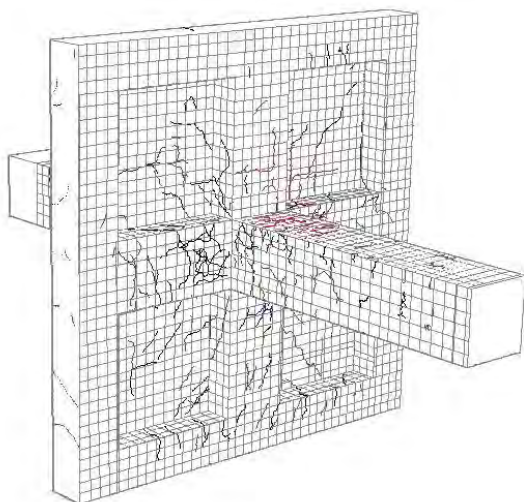


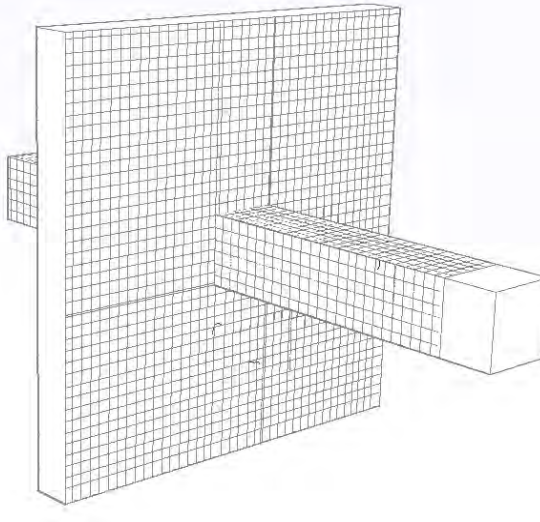
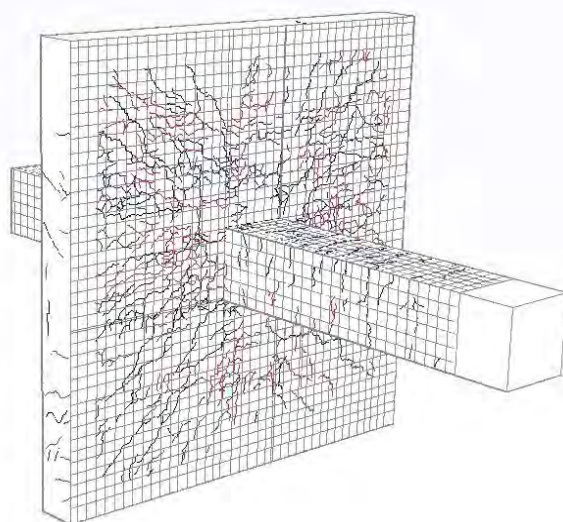
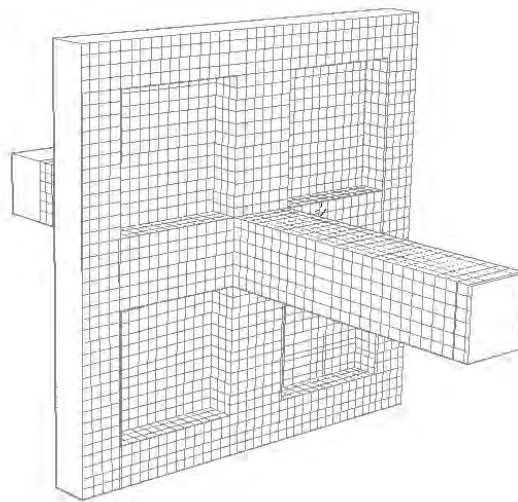
Figura D.16 Desplazamiento: 30 mm.



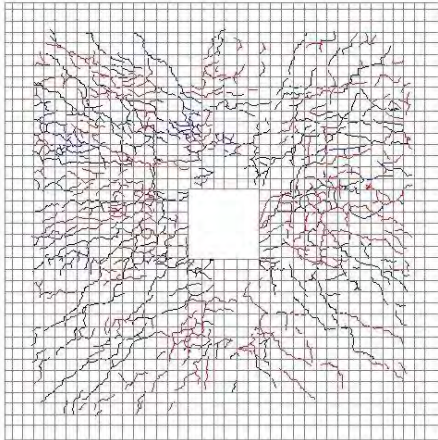
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

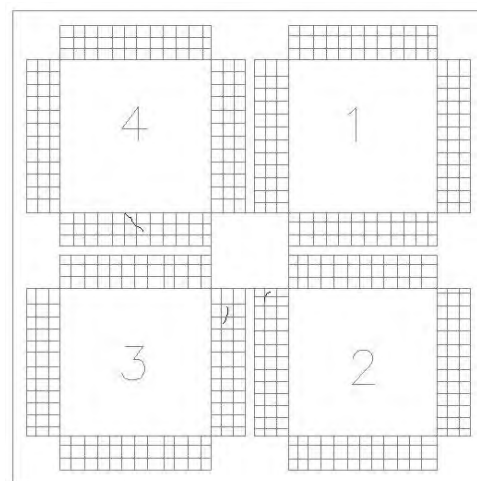
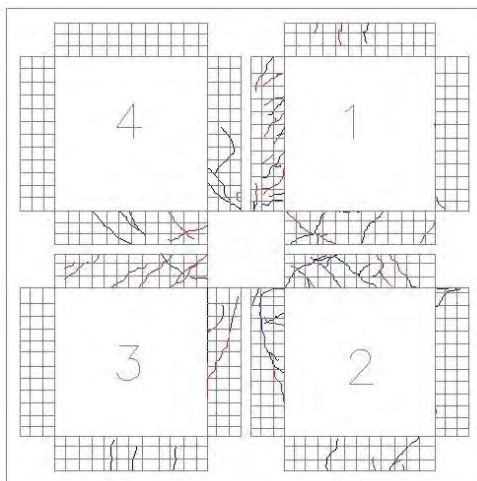
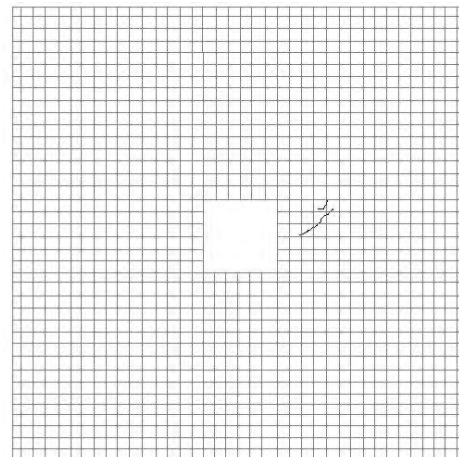
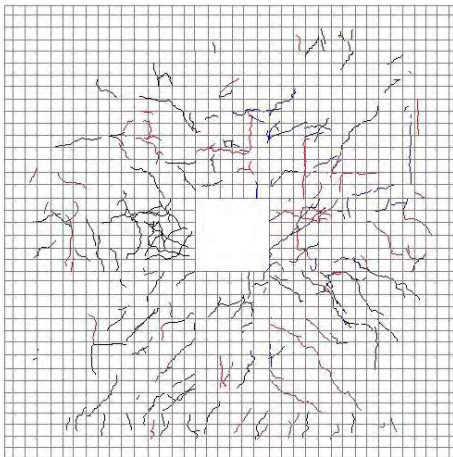
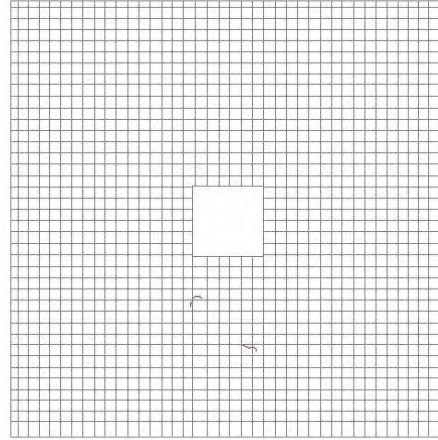
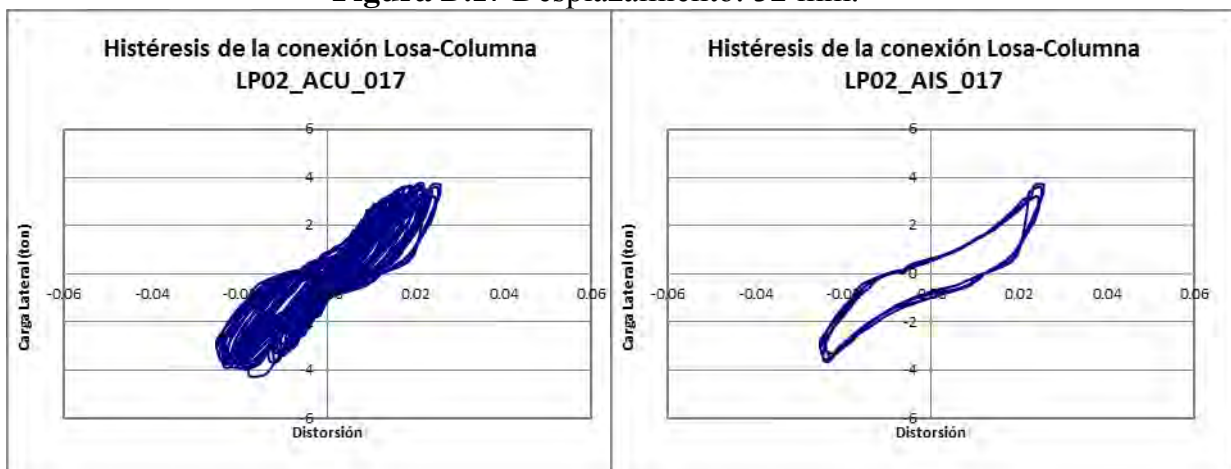
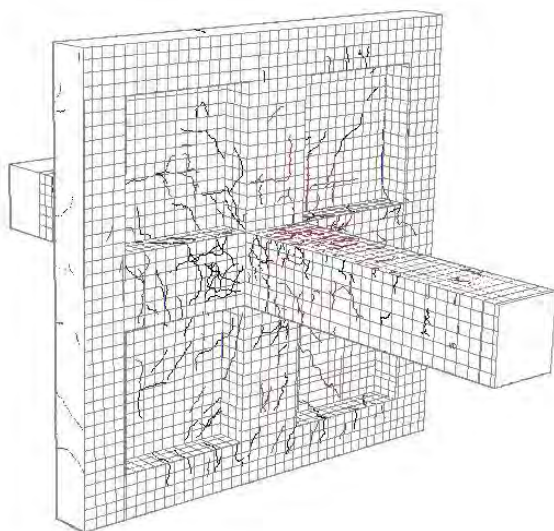


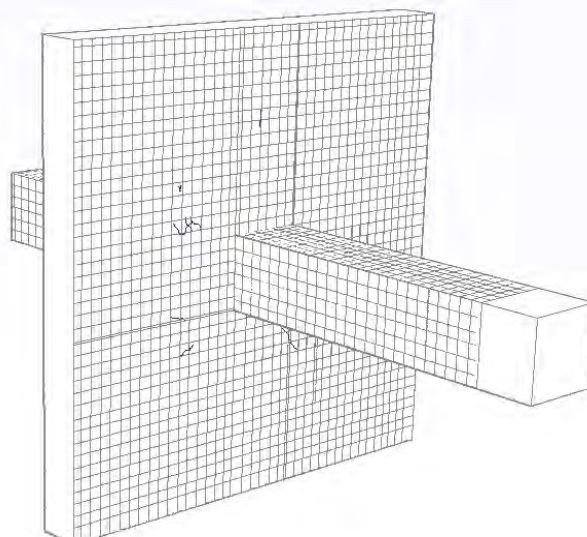
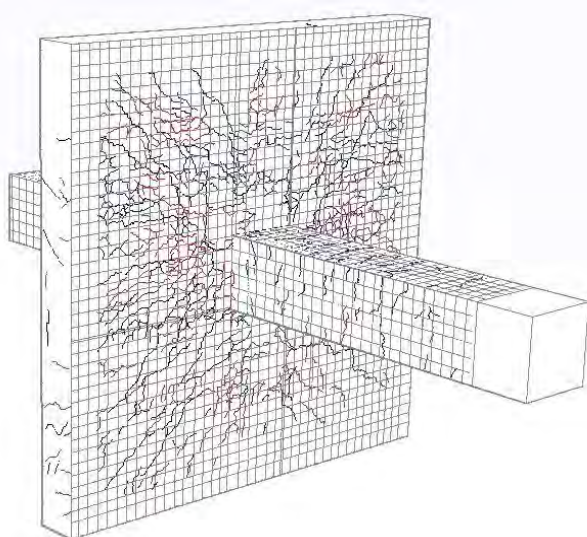
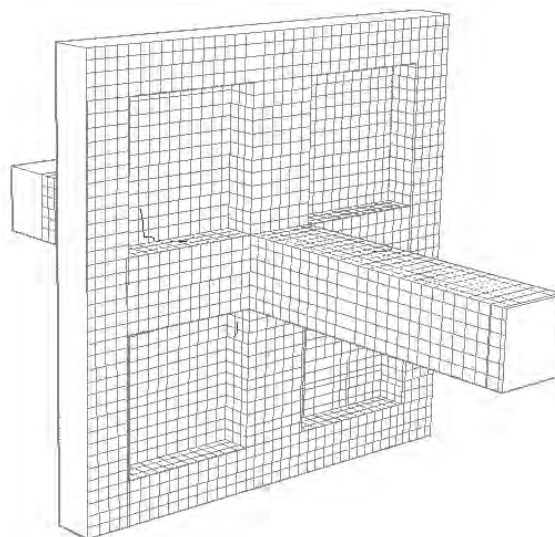
Figura D.17 Desplazamiento: 32 mm.



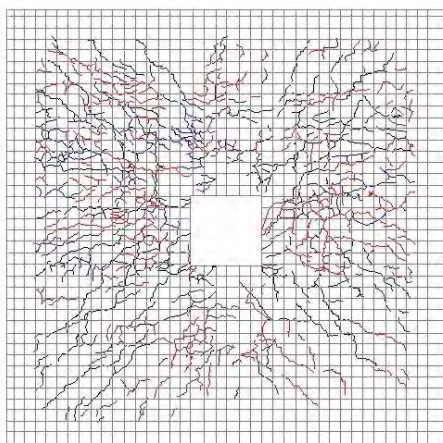
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

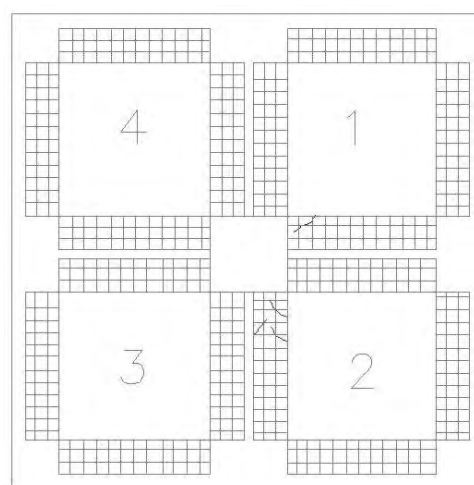
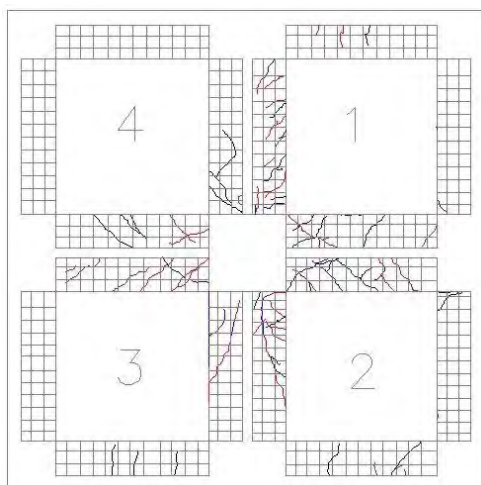
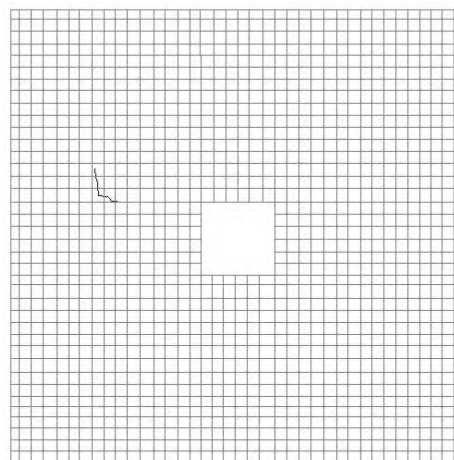
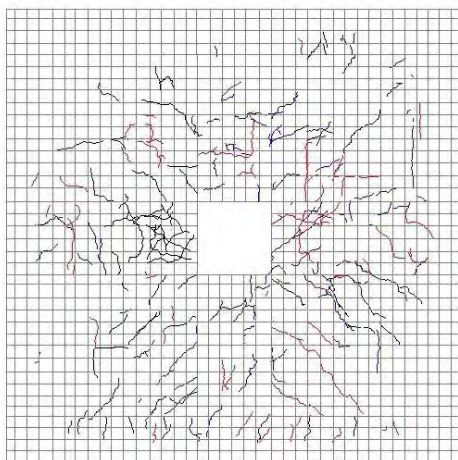
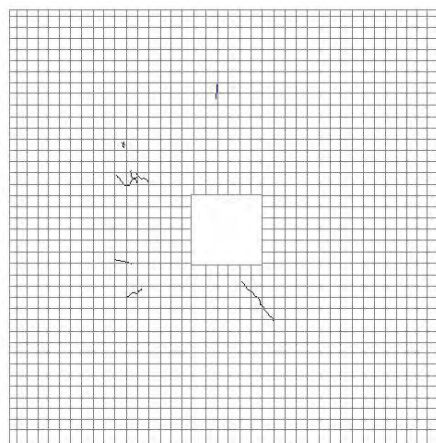
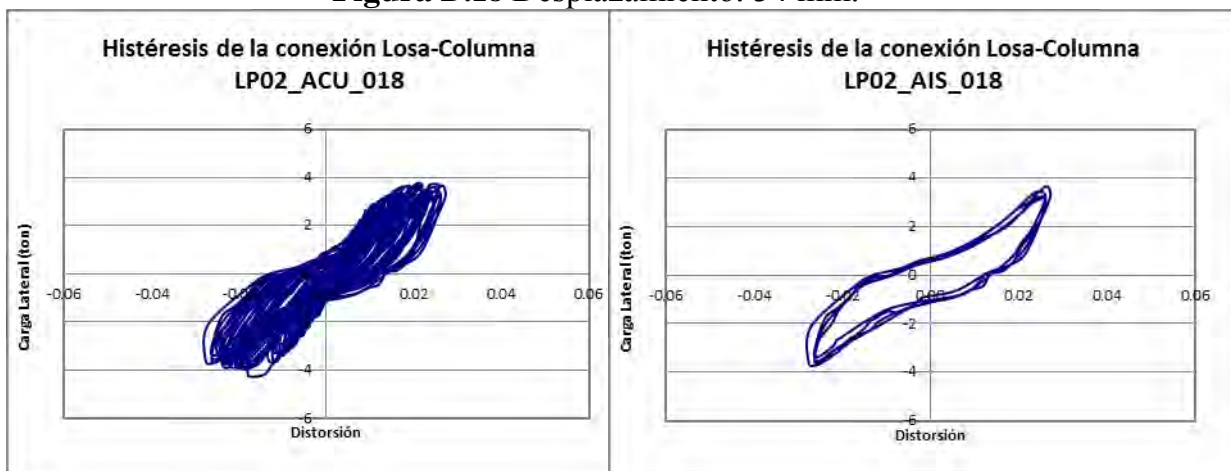
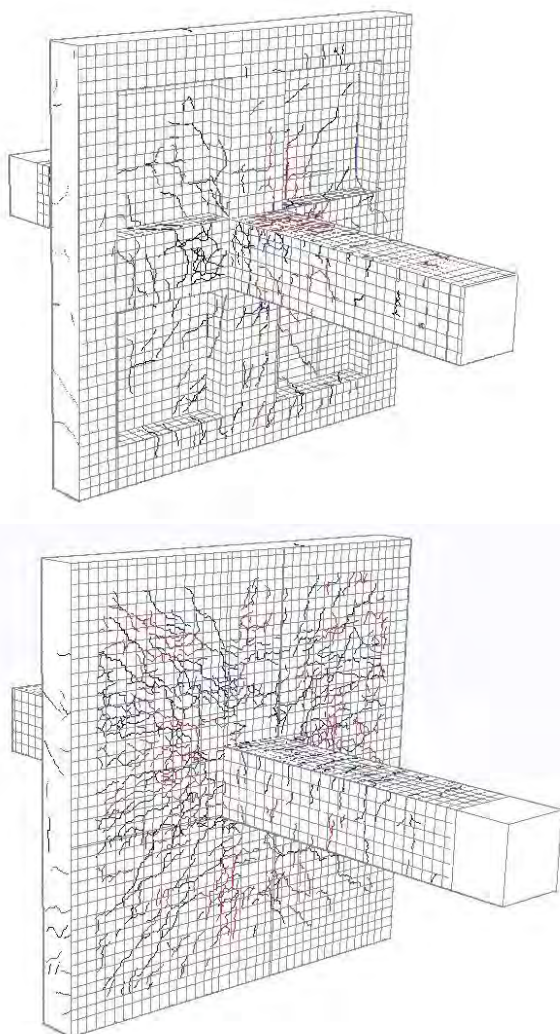


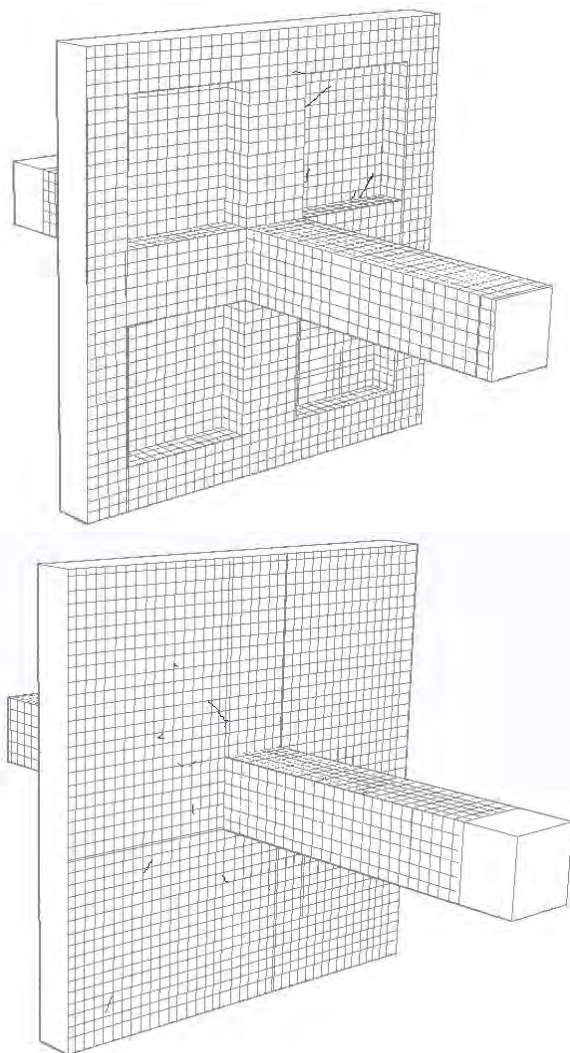
Figura D.18 Desplazamiento: 34 mm.



Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.

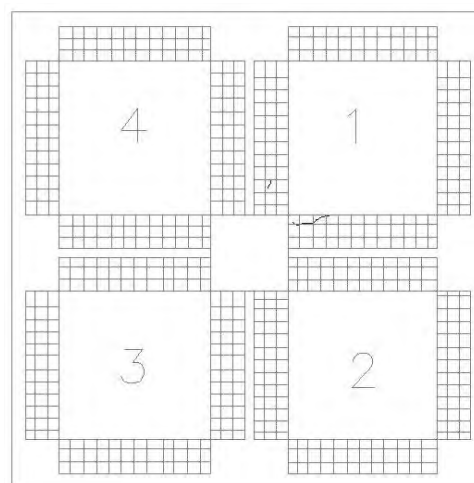
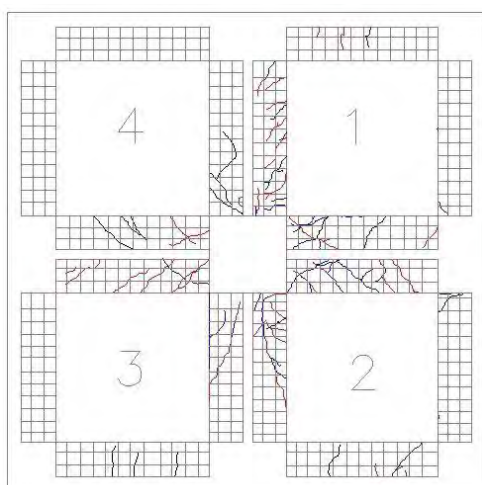
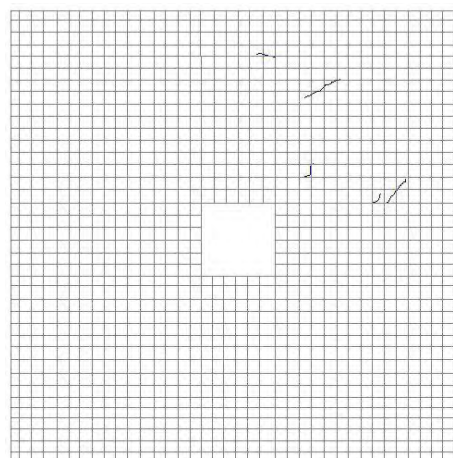
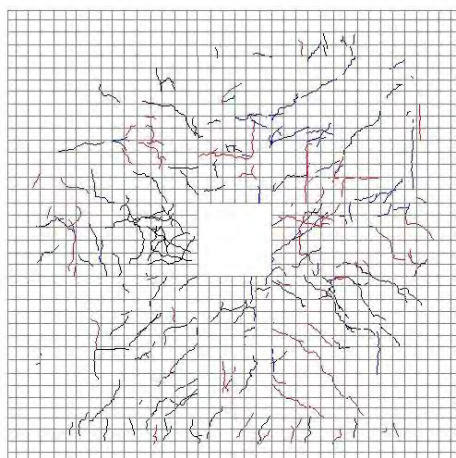
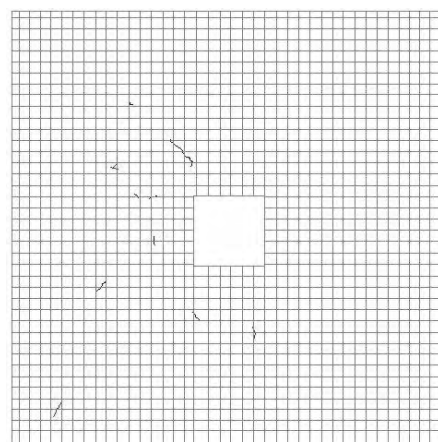
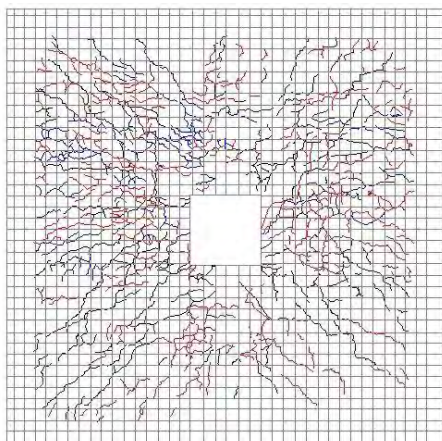
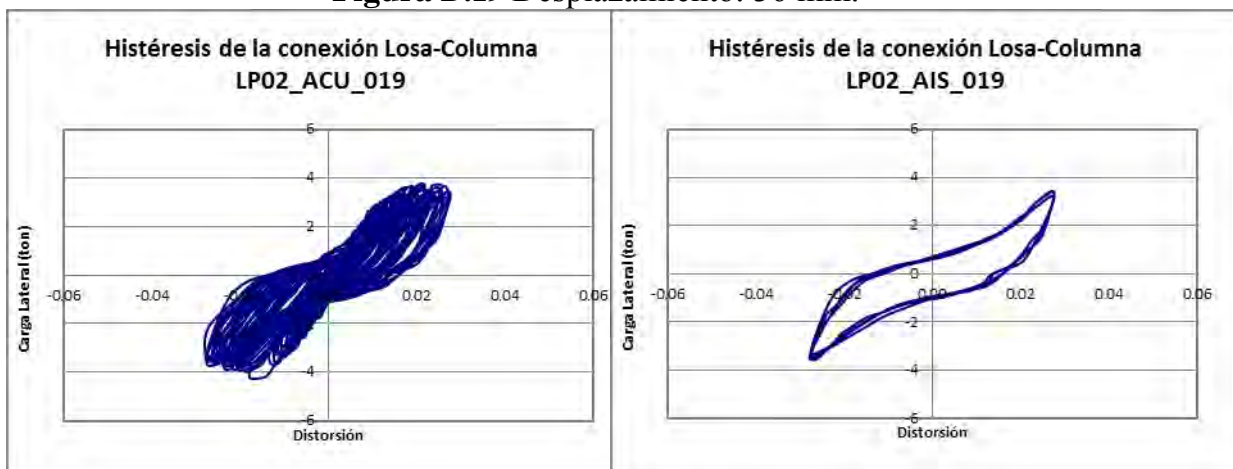
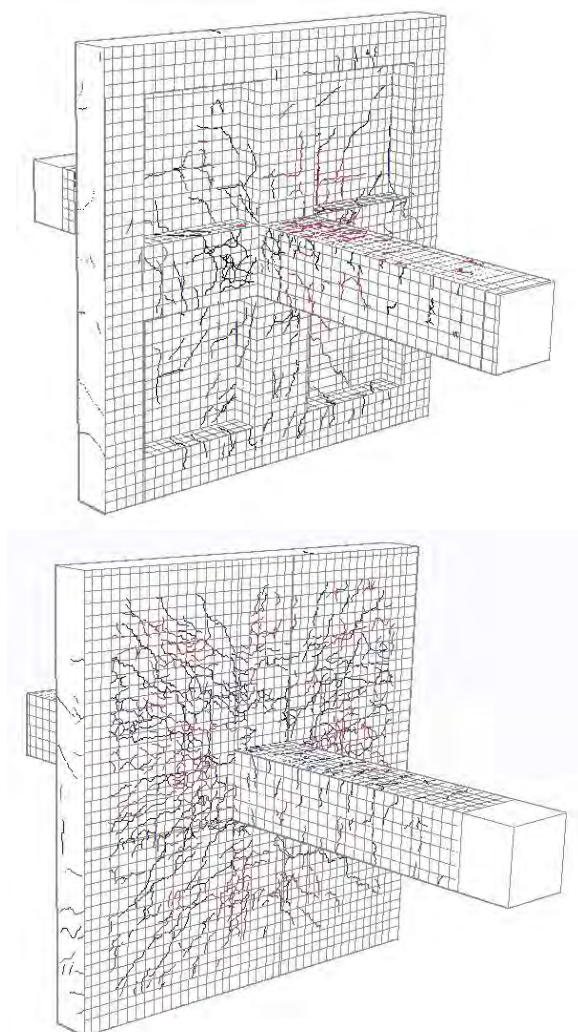


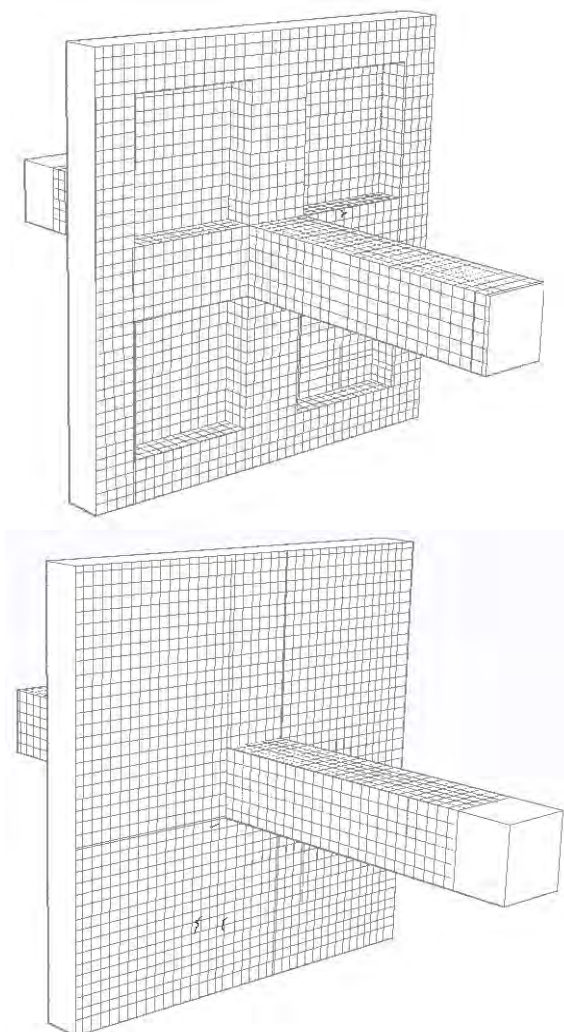
Figura D.19 Desplazamiento: 36 mm.



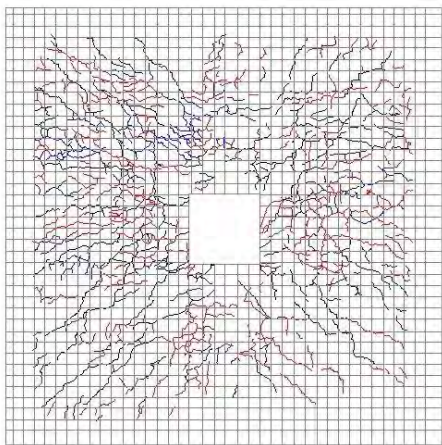
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

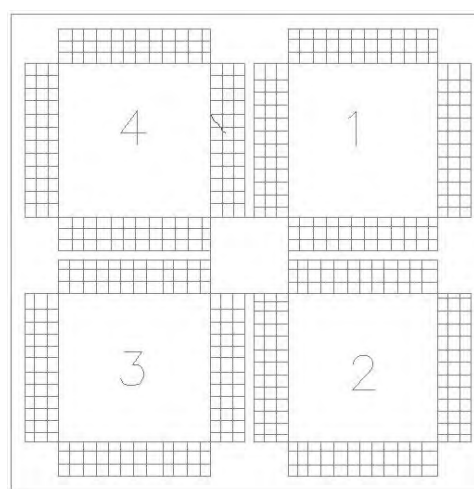
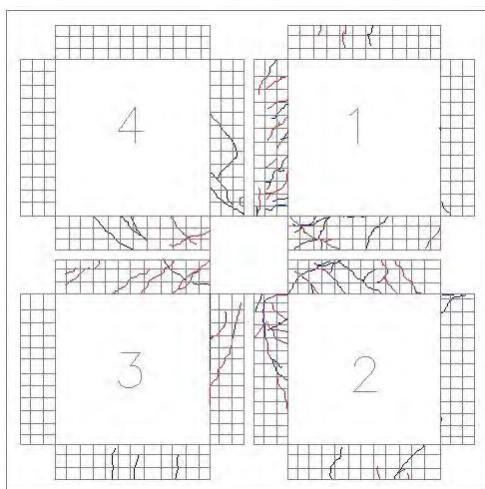
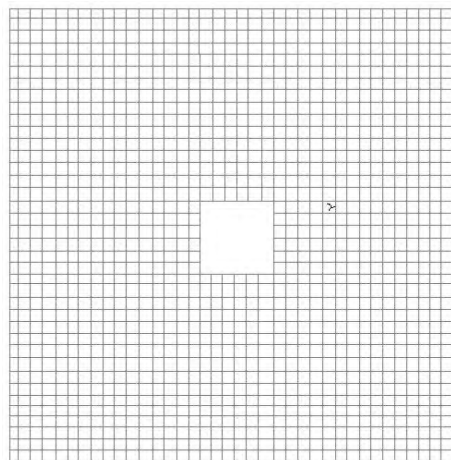
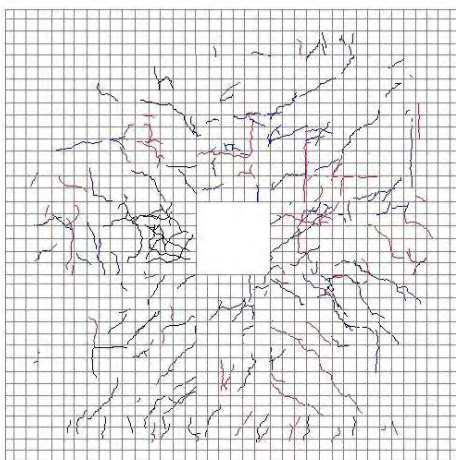
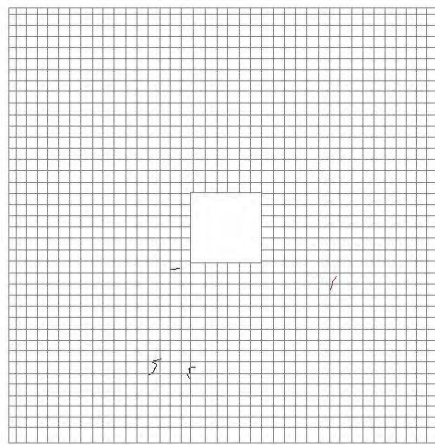
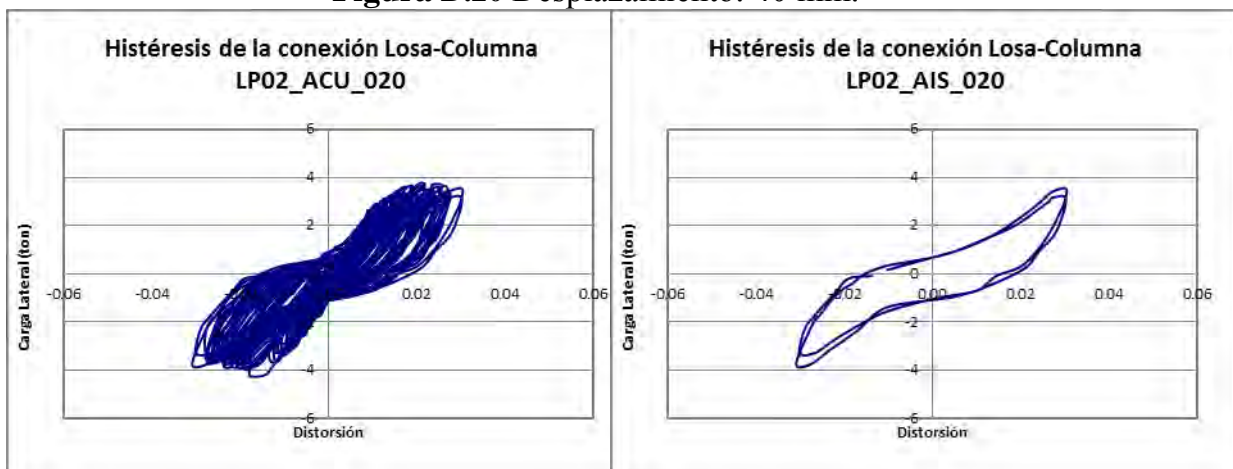
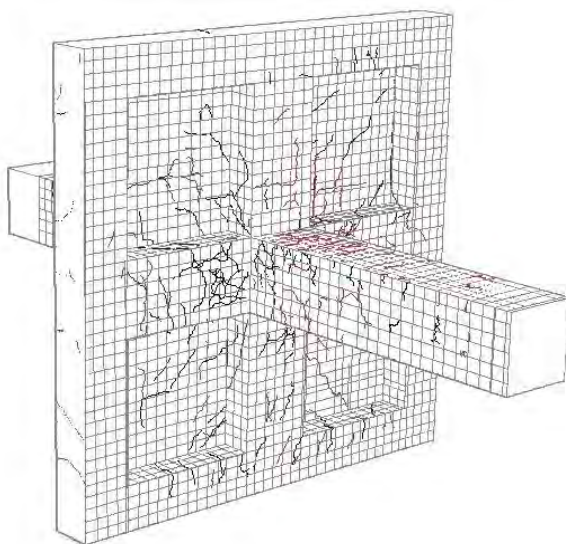


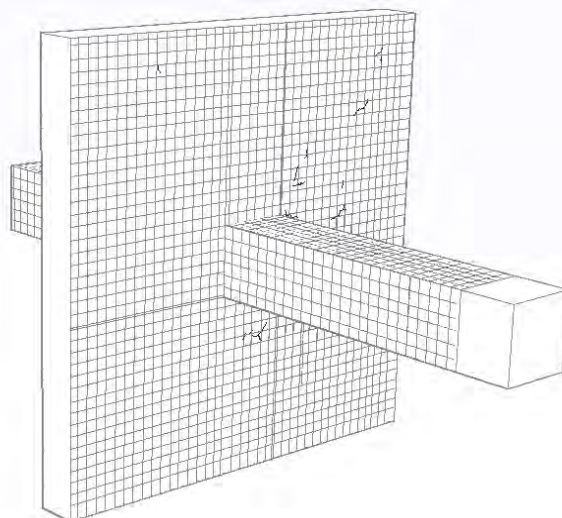
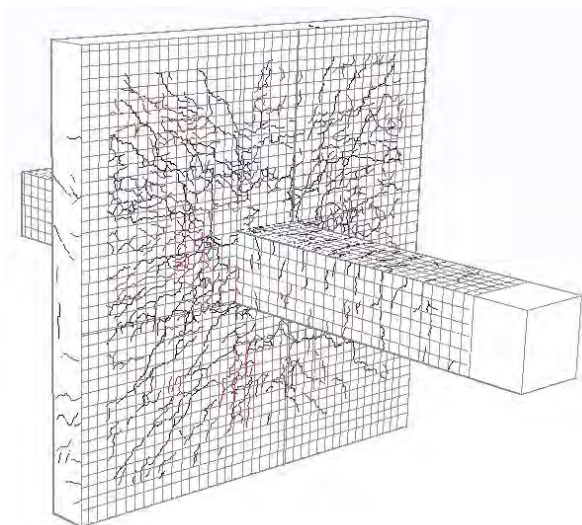
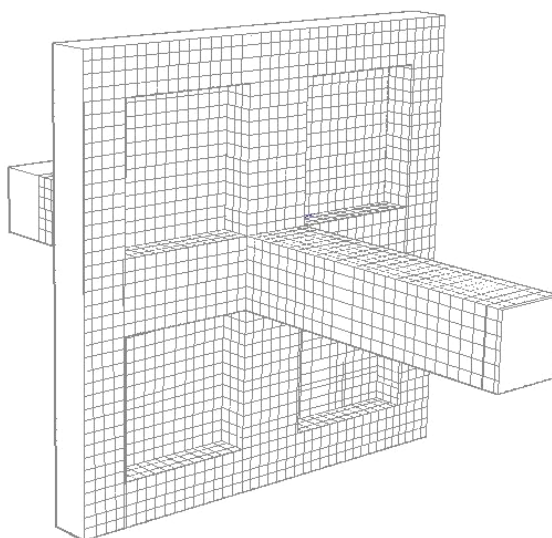
Figura D.20 Desplazamiento: 40 mm.



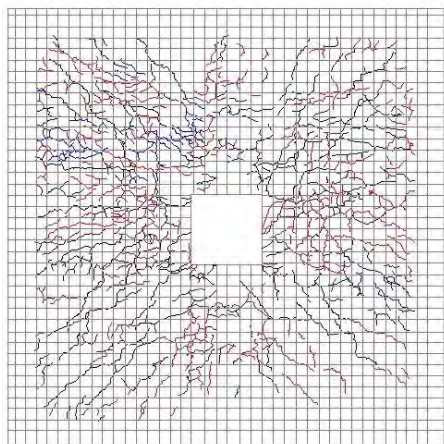
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

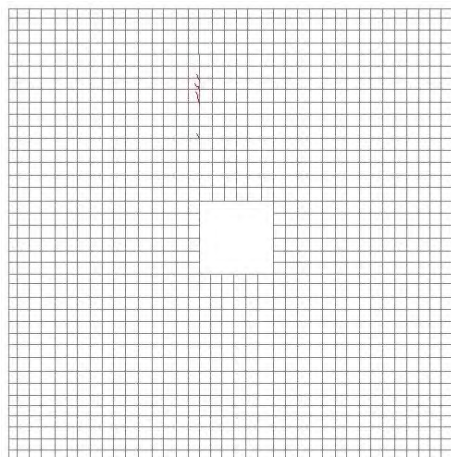
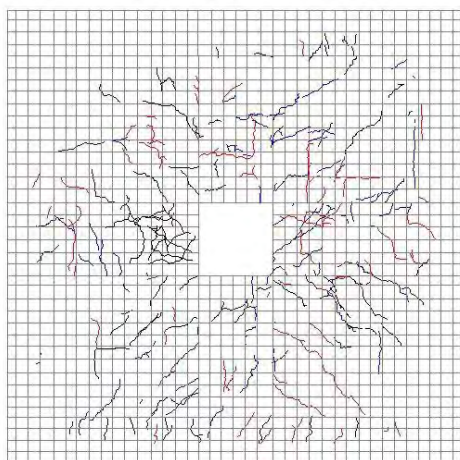
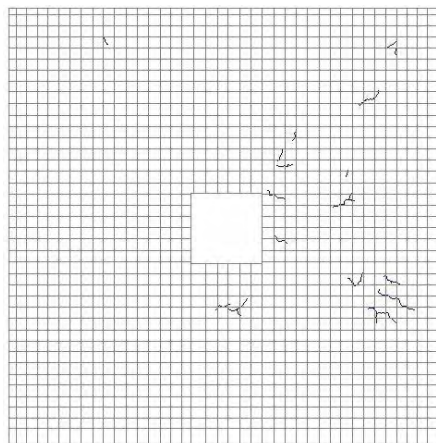
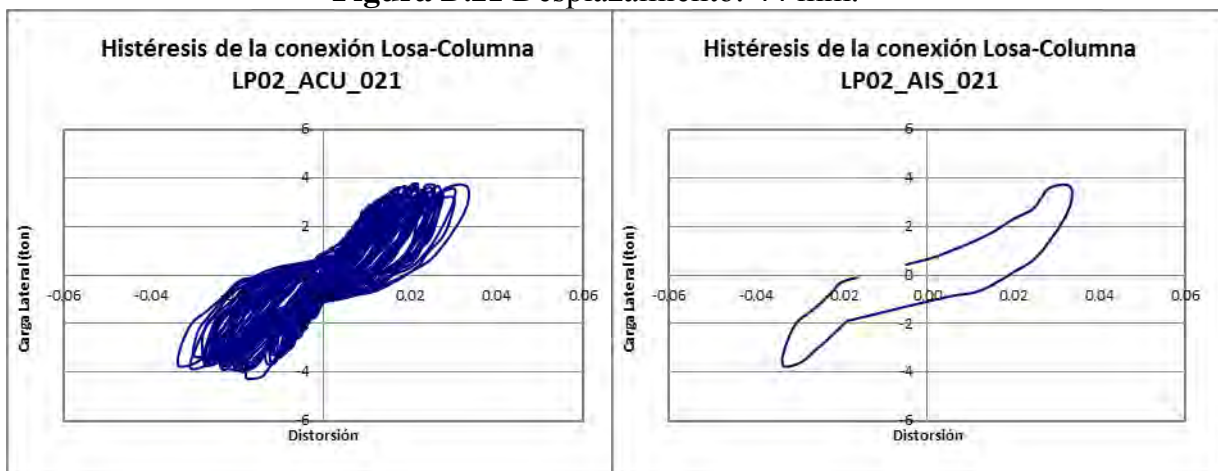
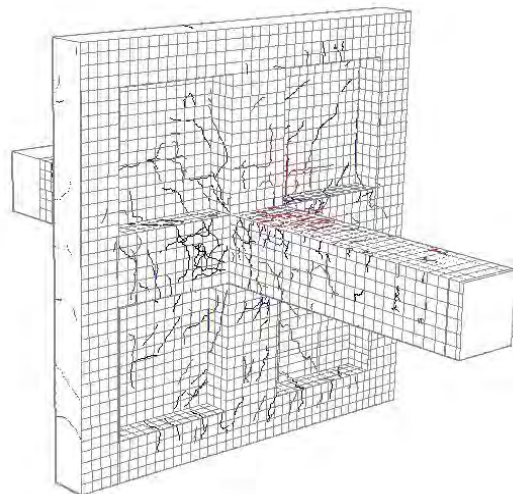


Figura D.21 Desplazamiento: 44 mm.



Daño acumulado.



Daño aislado

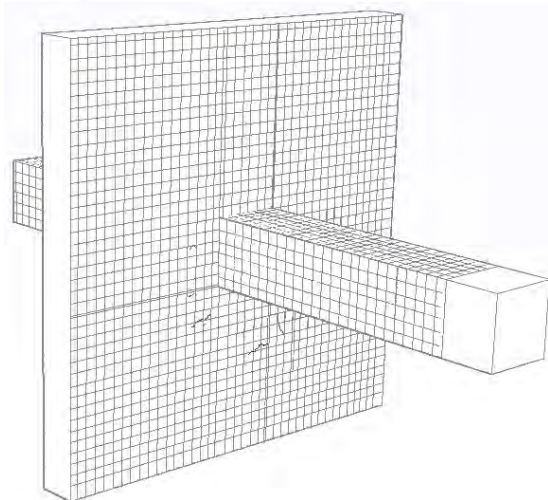
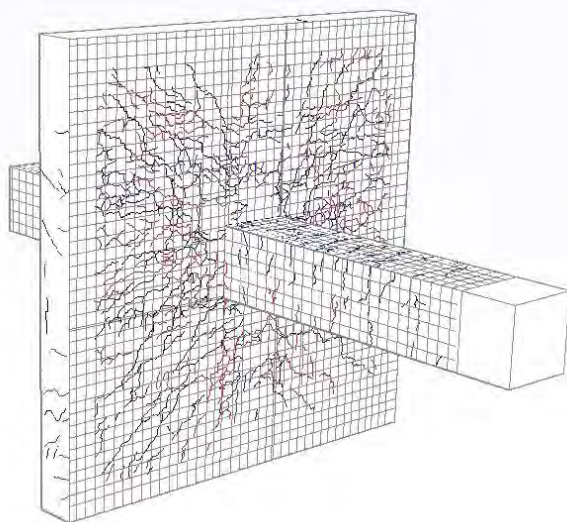
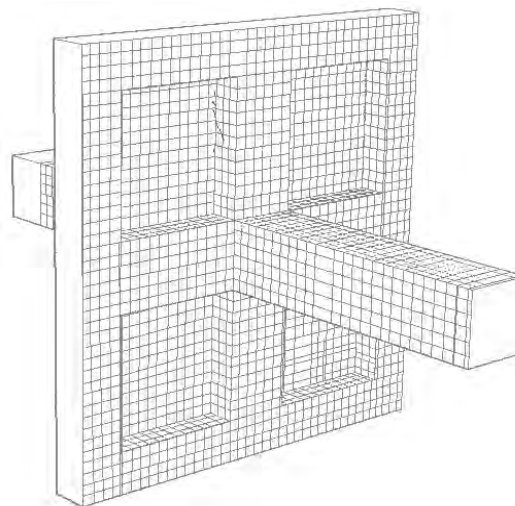


Figura D.22 Desplazamiento: 48 mm.

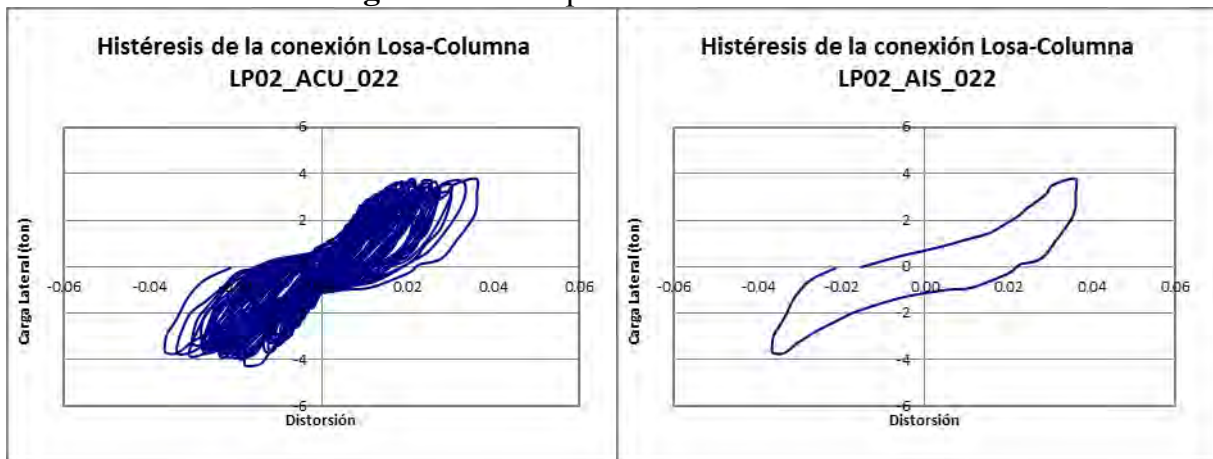


Figura D.23 Desplazamiento: 52 mm.

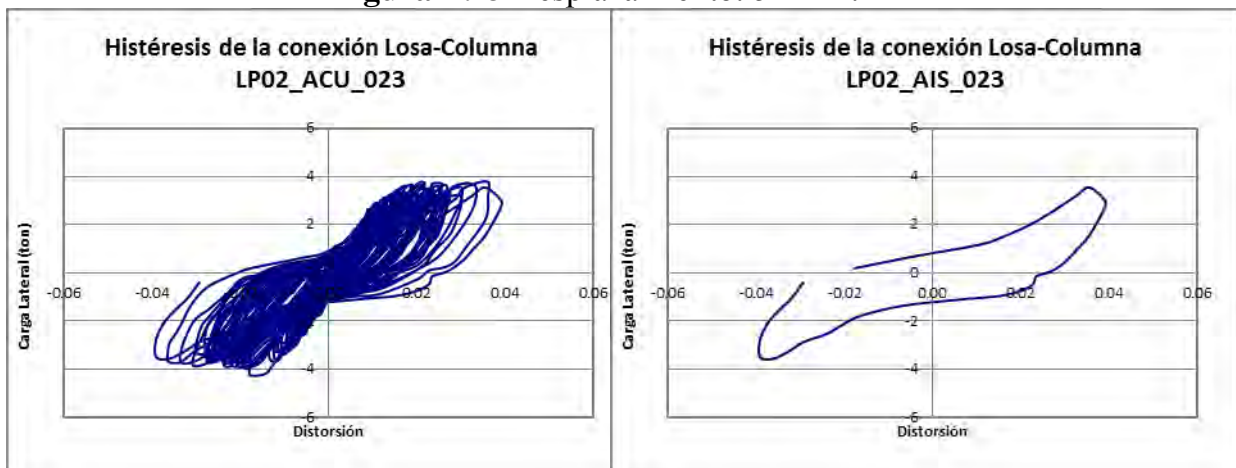
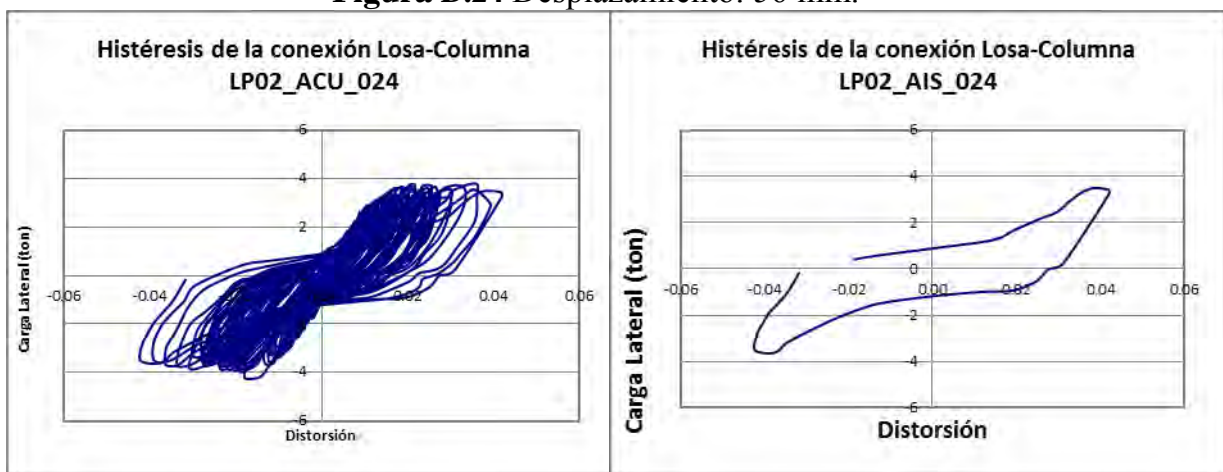


Figura D.24 Desplazamiento: 56 mm.



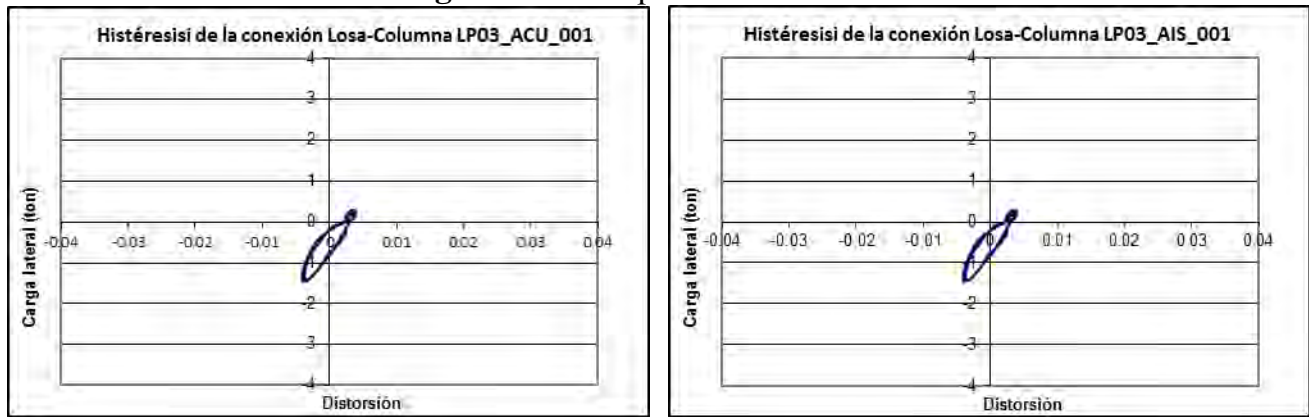
D.3 Espécimen LP-03: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

En la tabla D.2 se muestra el valor del desplazamiento objetivo en cada incremento.

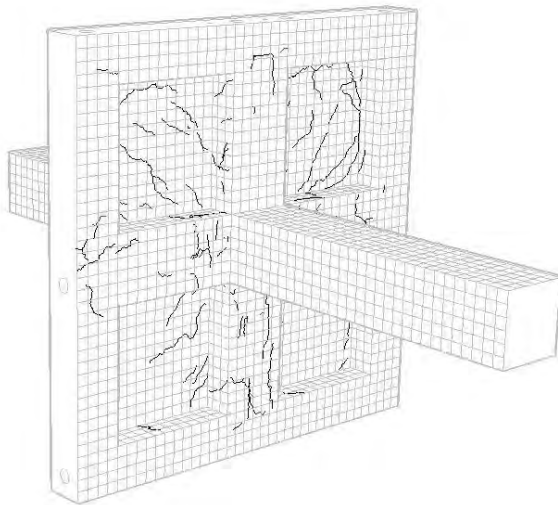
Tabla D.2 Desplazamiento Objetivo LP-03

Incrementos	Desplazamiento máximo (mm)
1	4
2	6
3	8
4	10
5	12
6	14
7	16
8	20
9	24
10	28
11	32
12	36
13	40
14	44
15	48
16	52
17	72

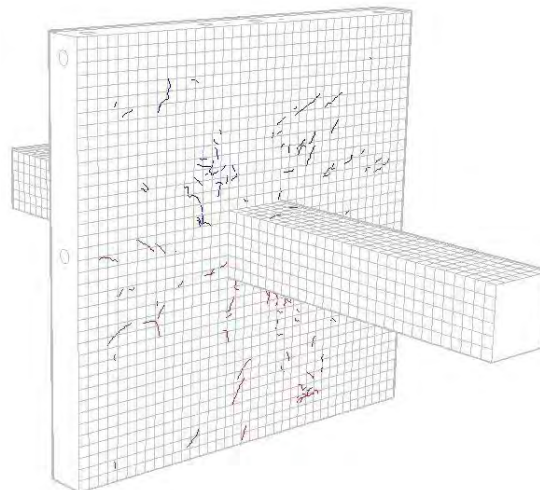
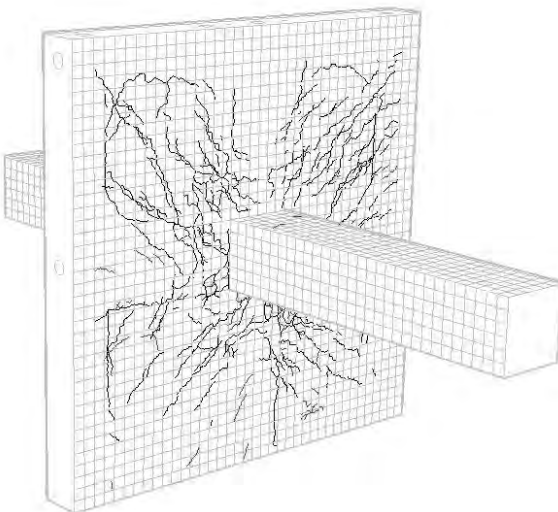
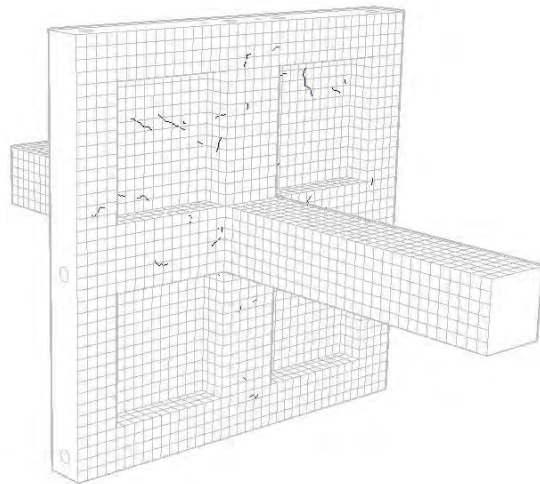
Figura D.25 Desplazamiento: 4 mm.



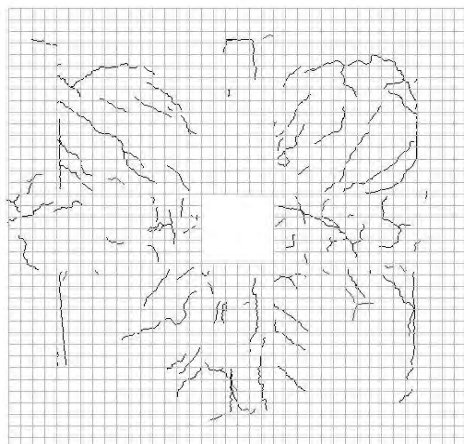
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

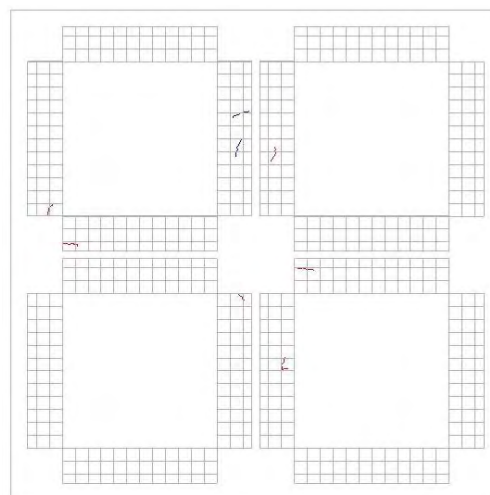
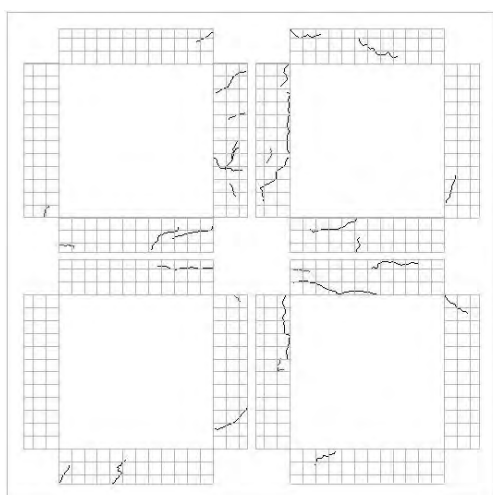
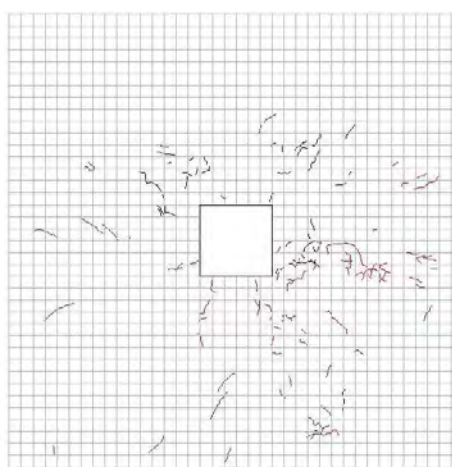
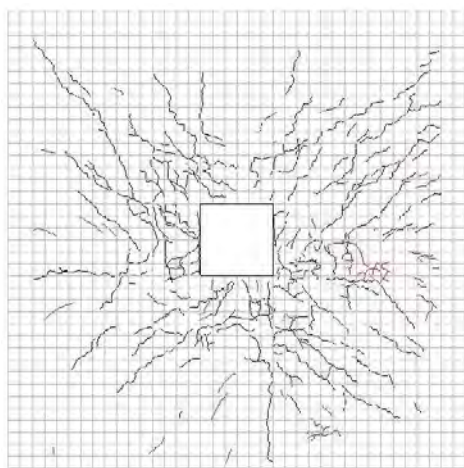
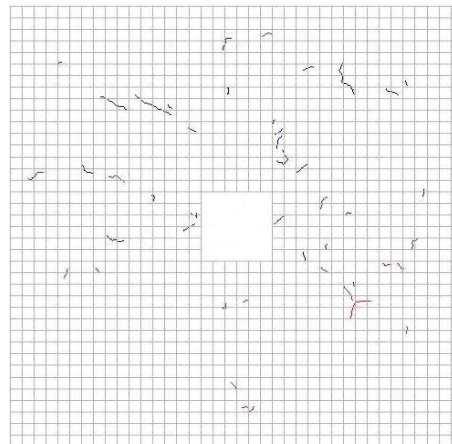
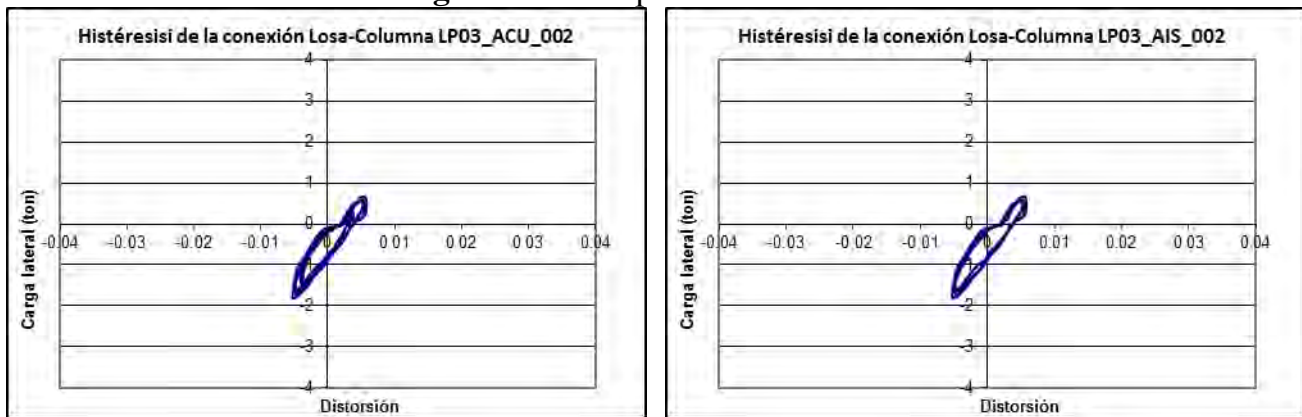
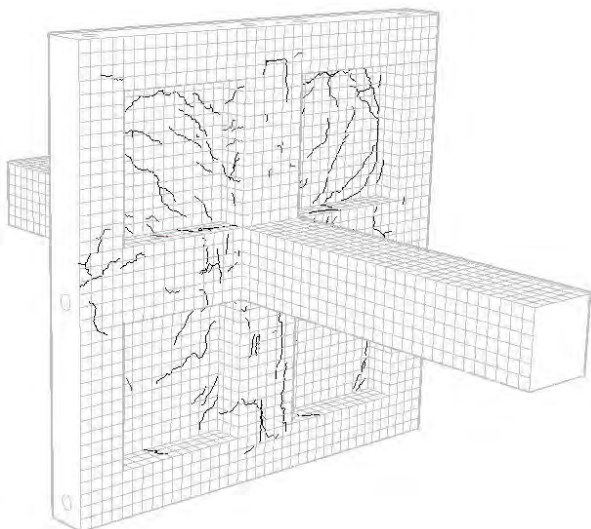


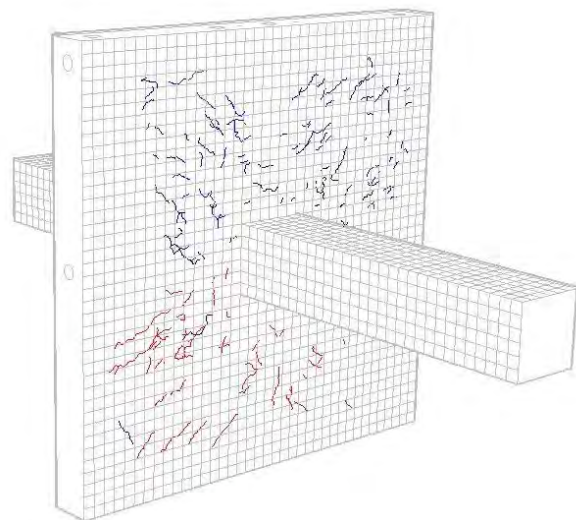
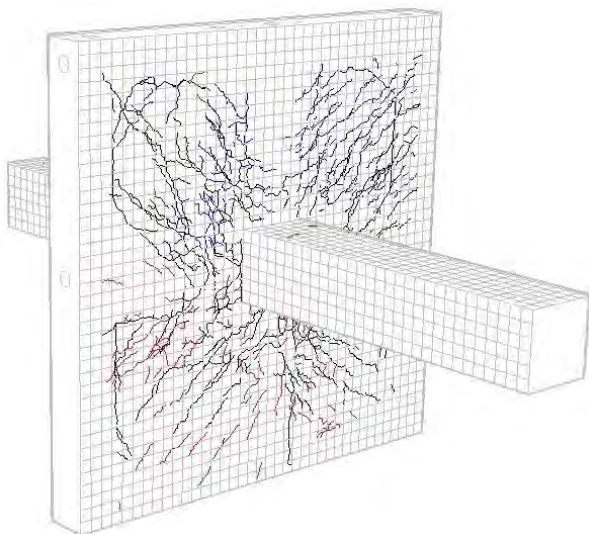
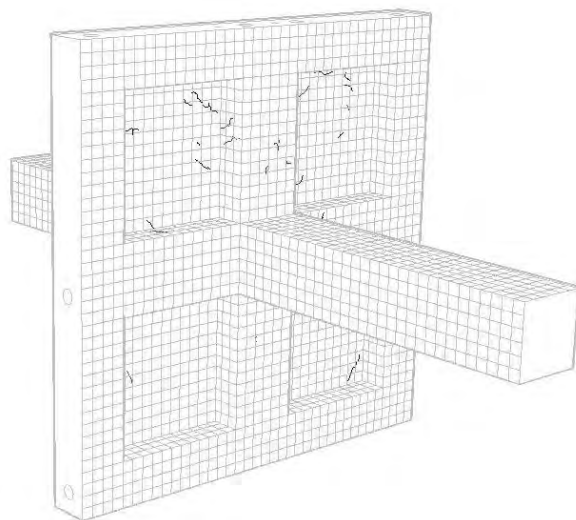
Figura D.26 Desplazamiento: 6 mm.



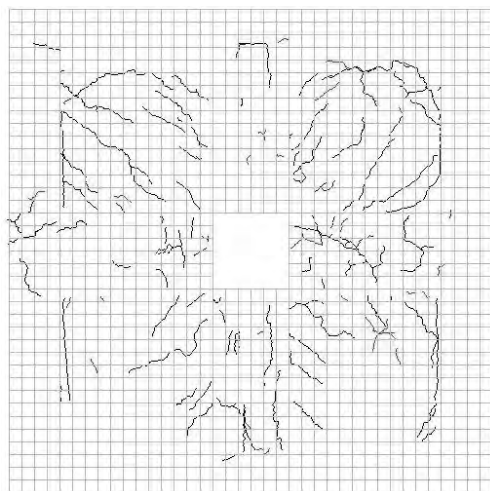
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

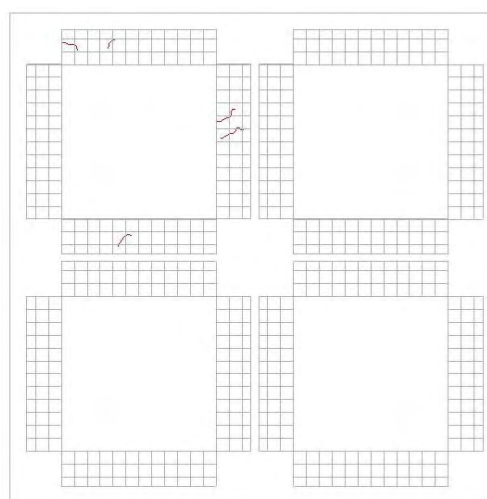
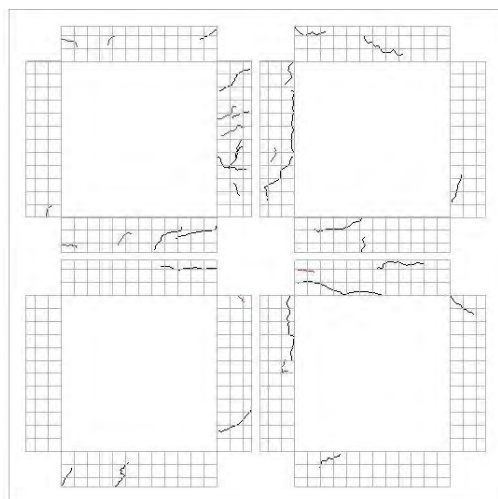
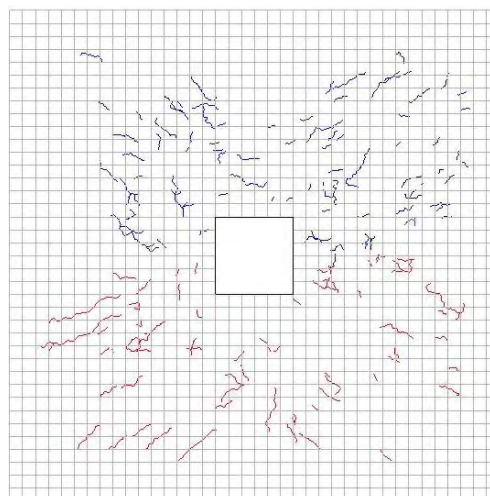
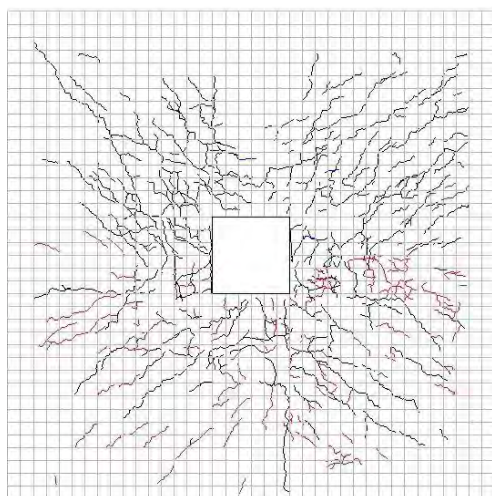
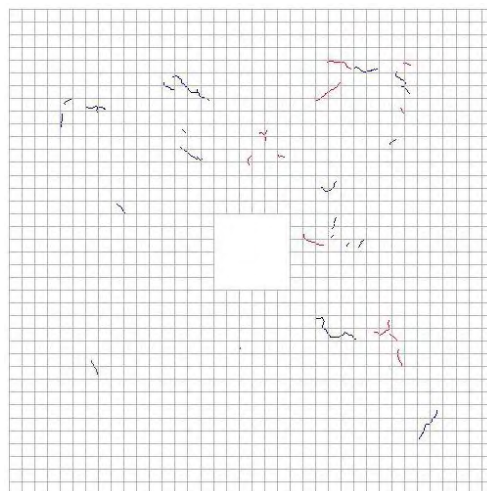
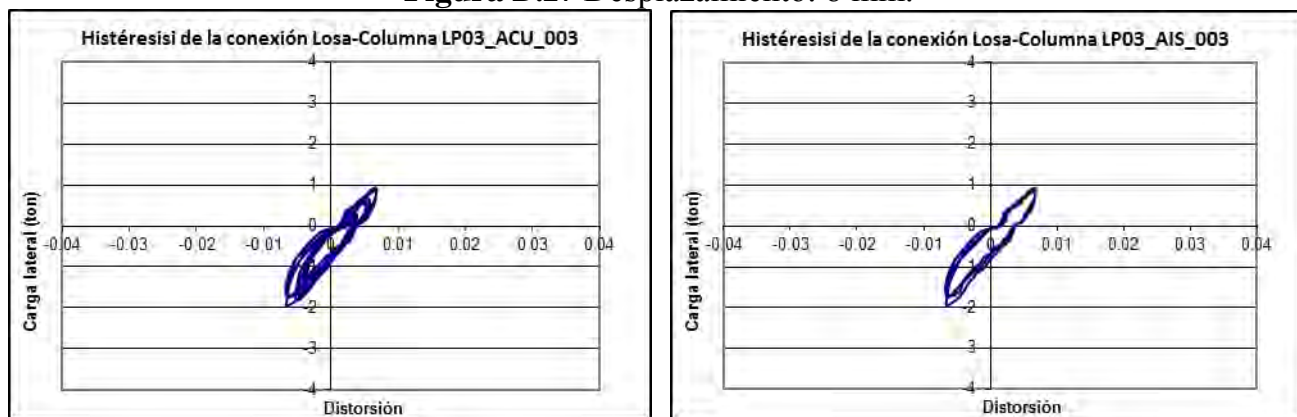
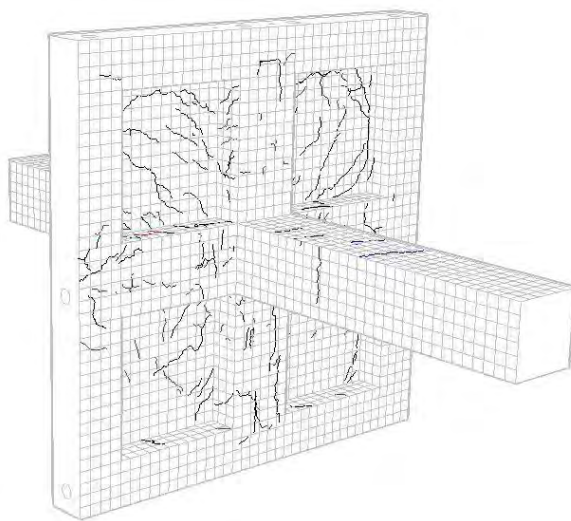


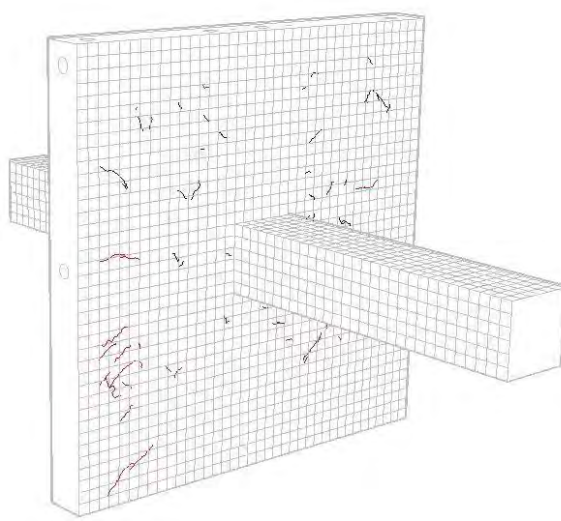
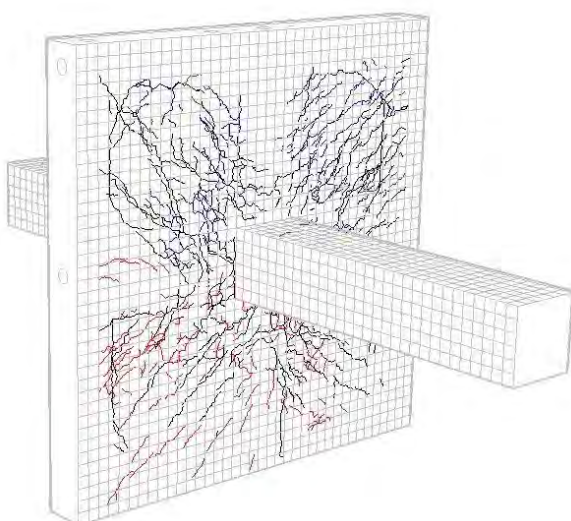
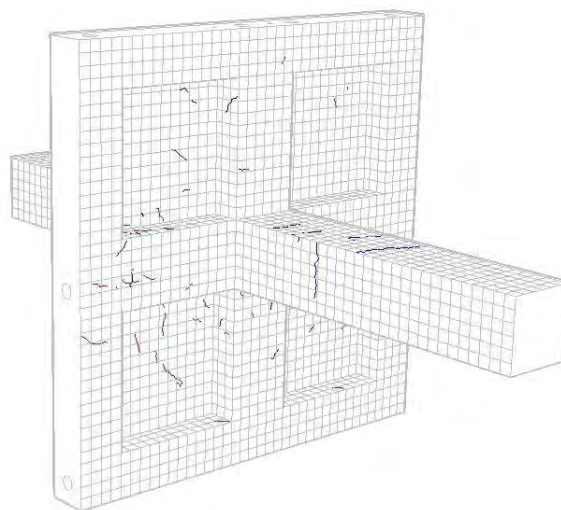
Figura D.27 Desplazamiento: 8 mm.



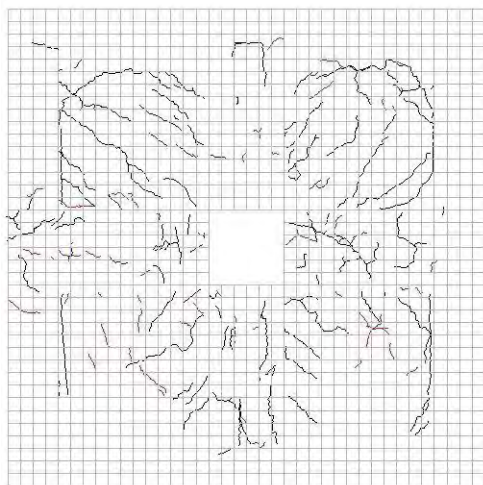
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

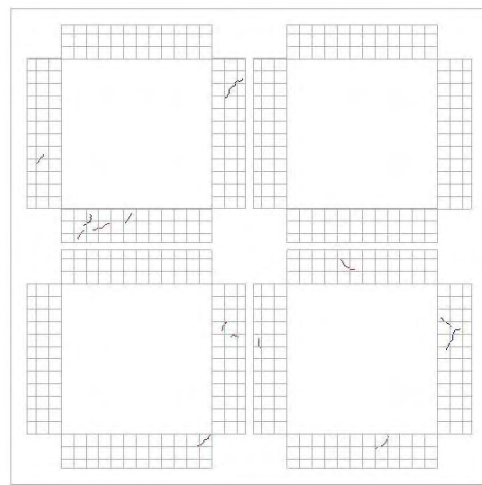
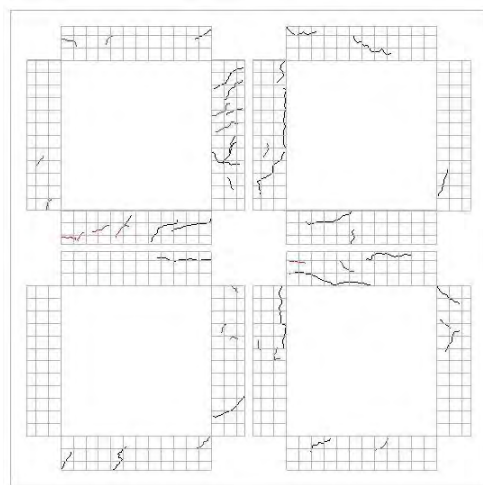
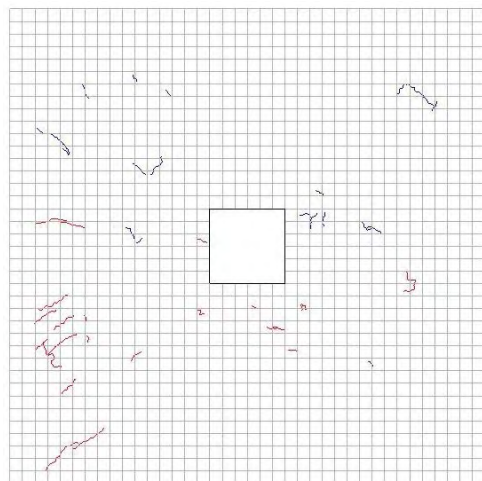
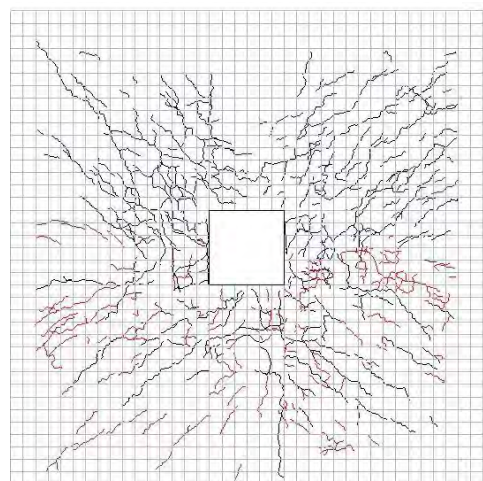
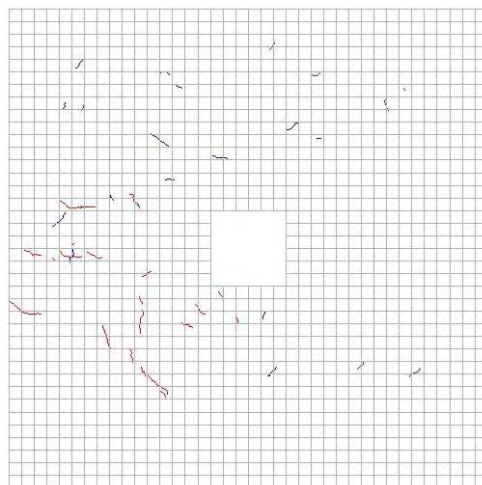
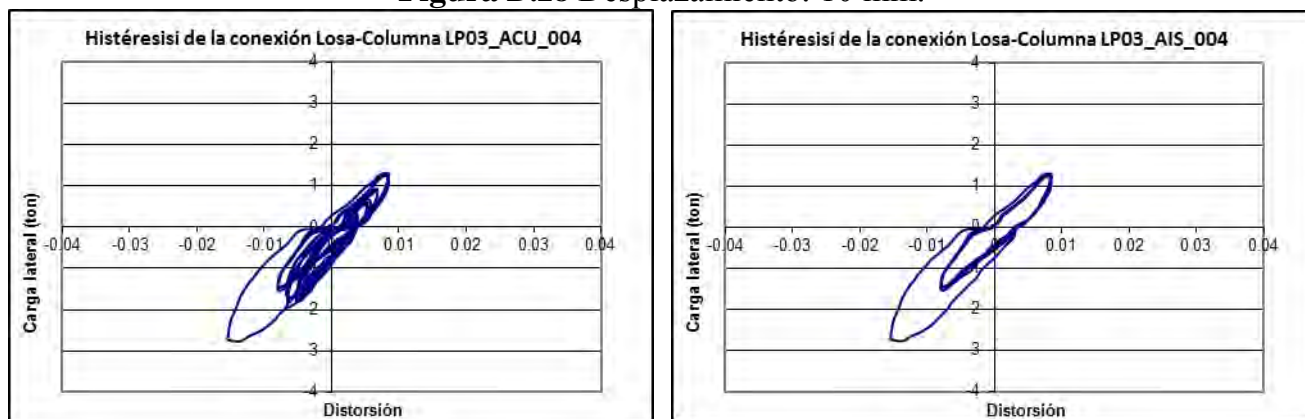
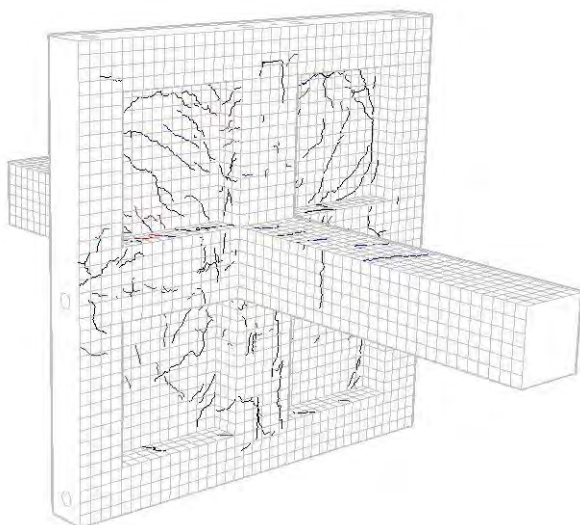


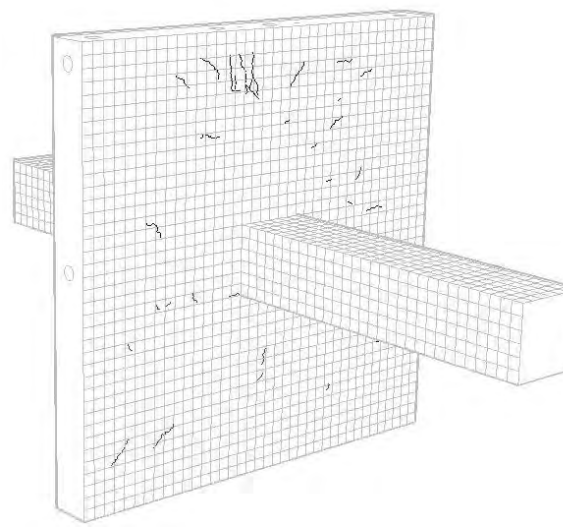
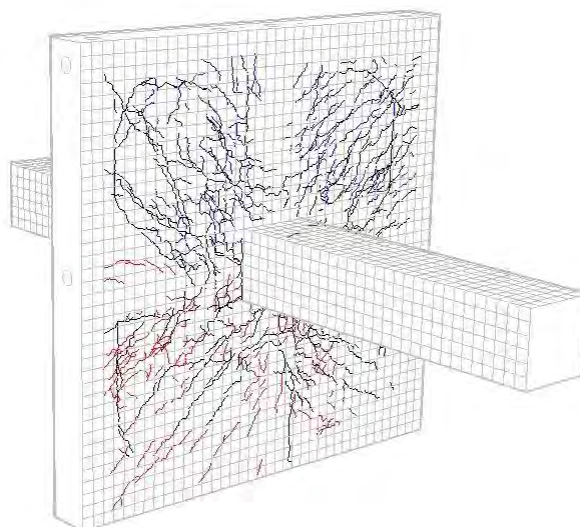
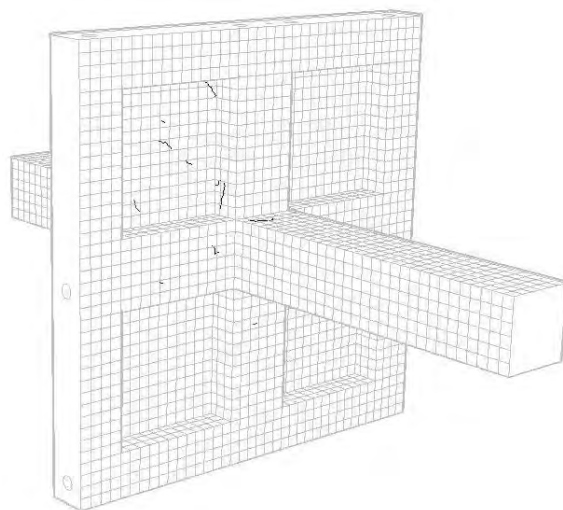
Figura D.28 Desplazamiento: 10 mm.



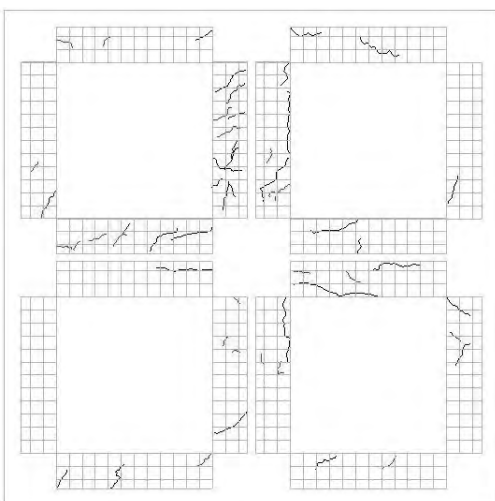
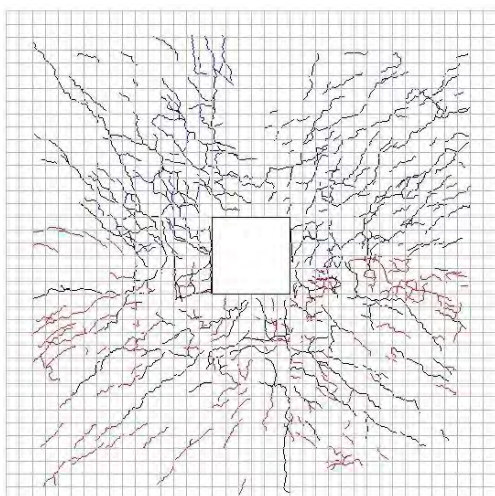
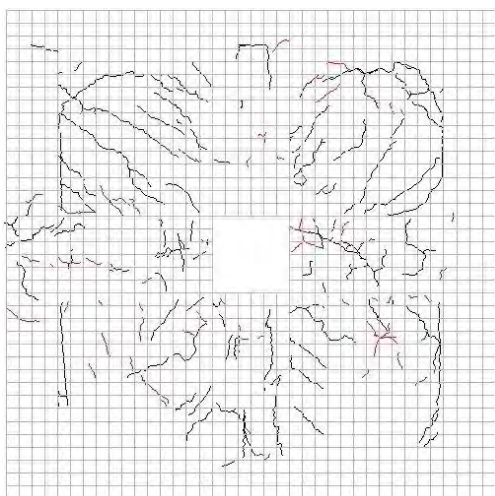
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

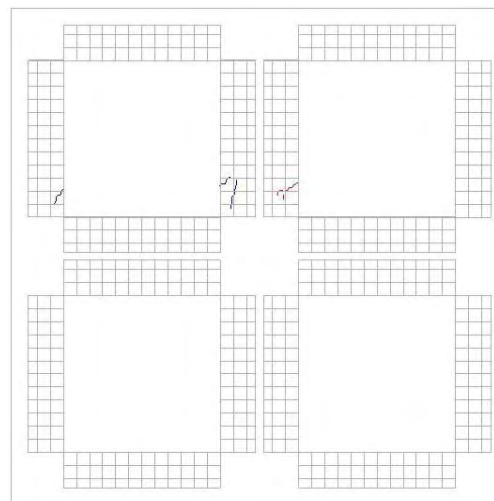
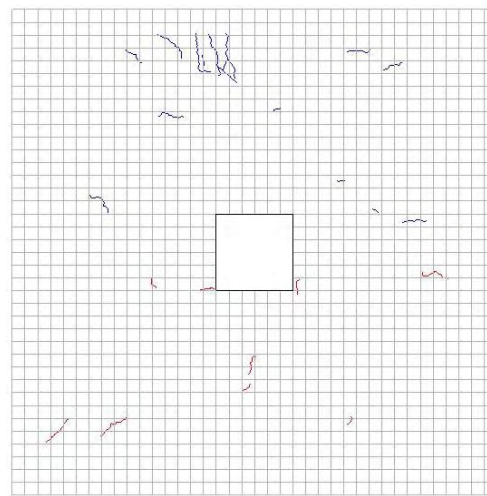
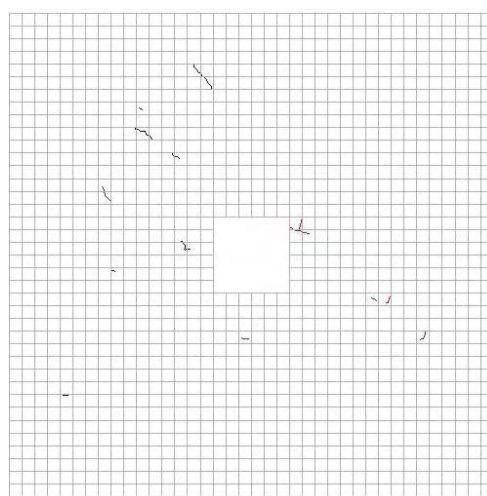
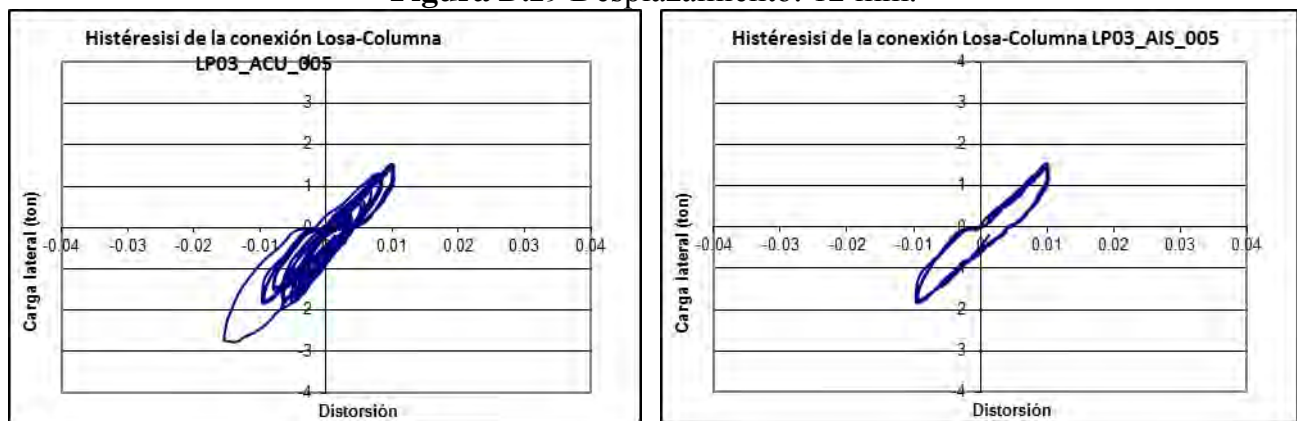
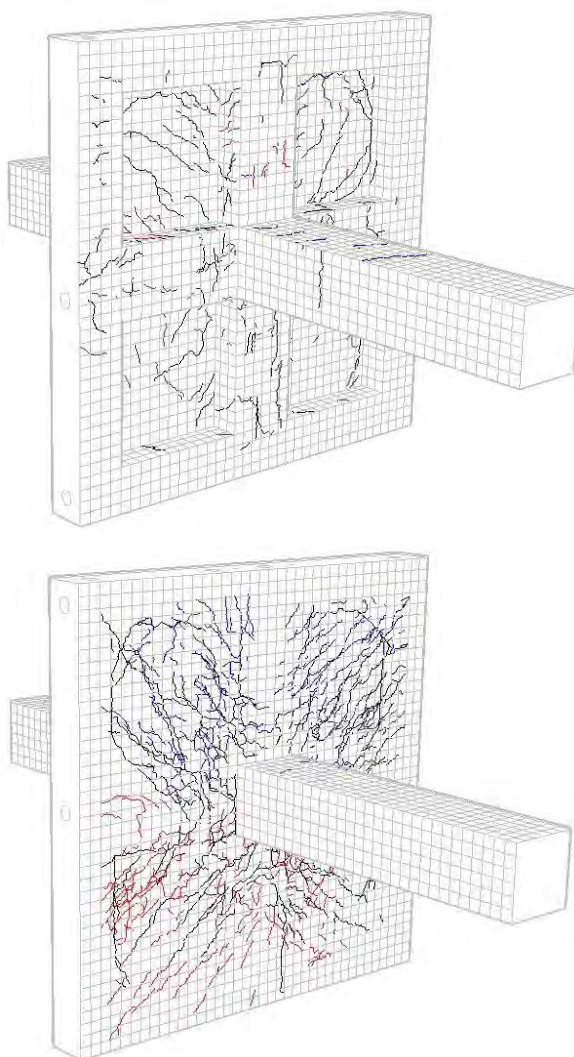


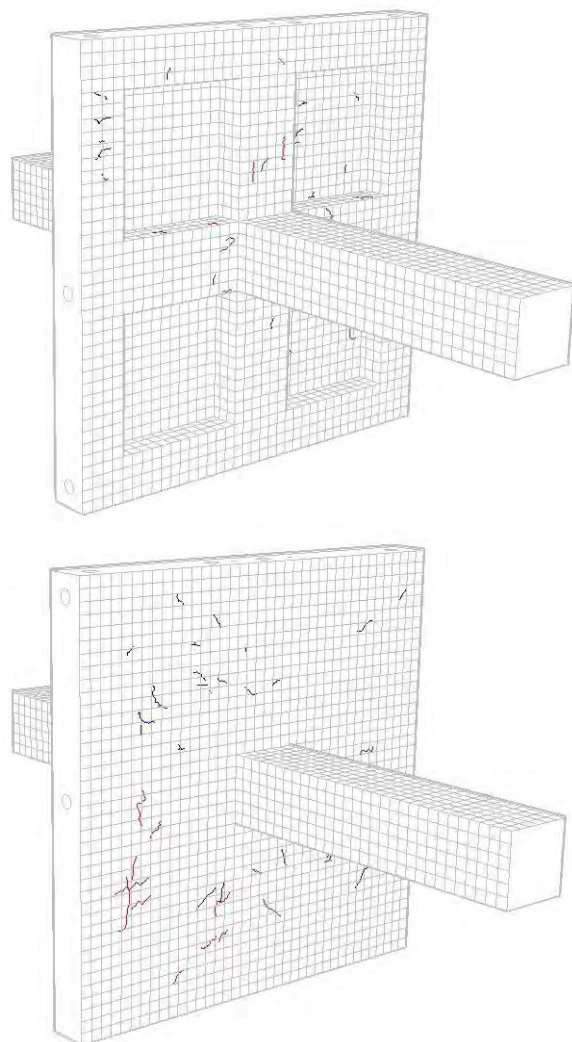
Figura D.29 Desplazamiento: 12 mm.



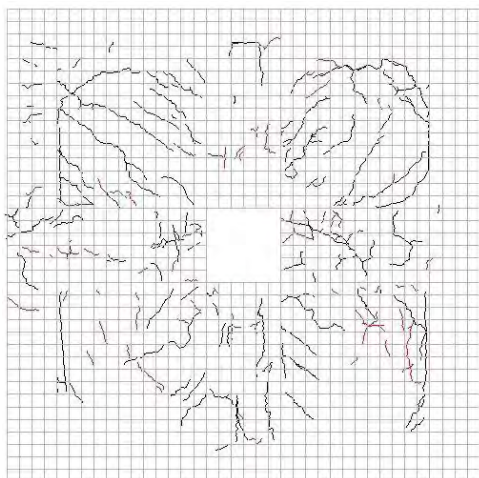
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

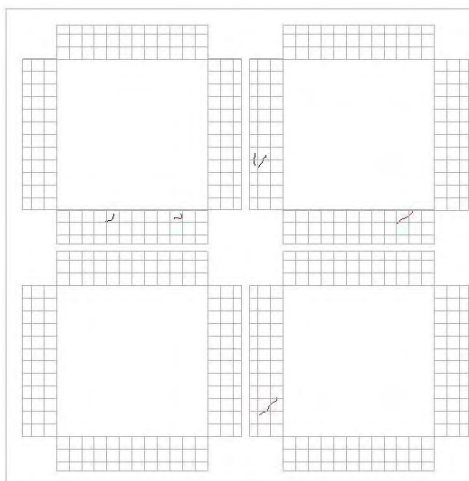
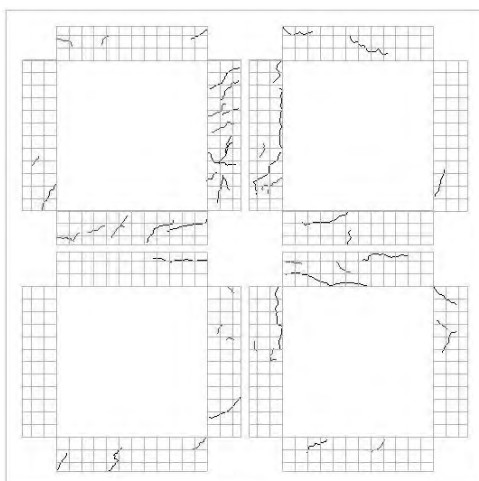
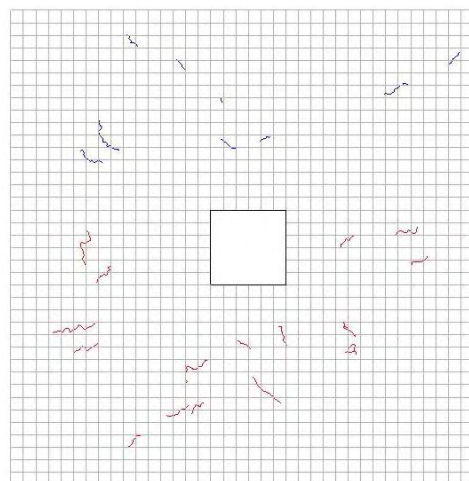
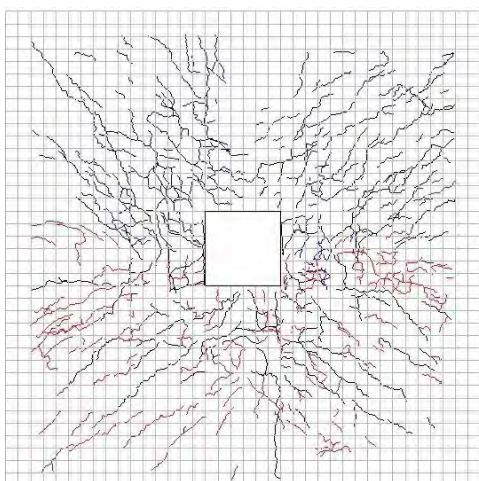
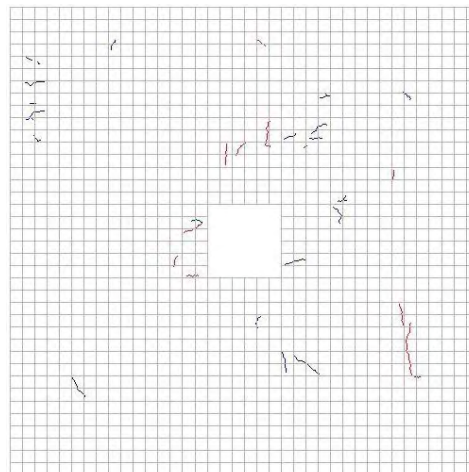
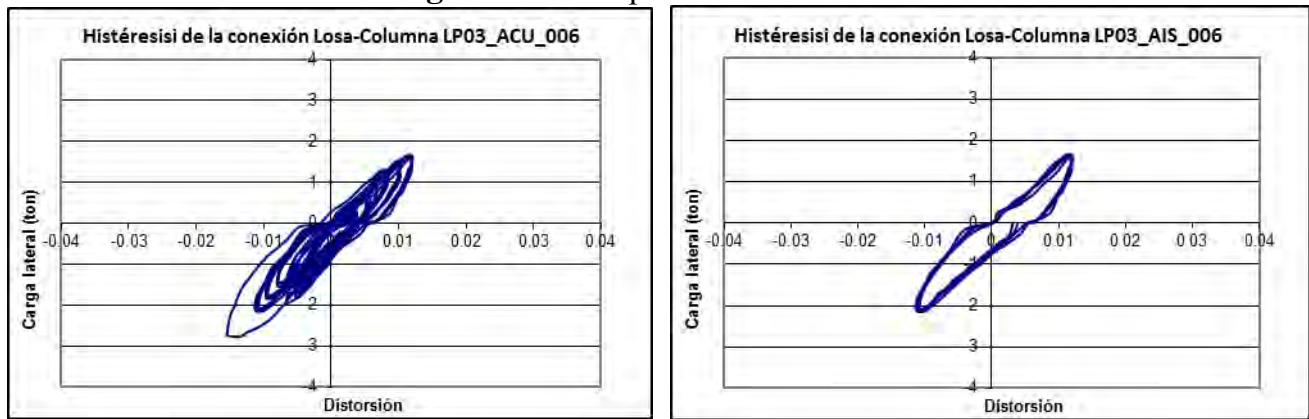
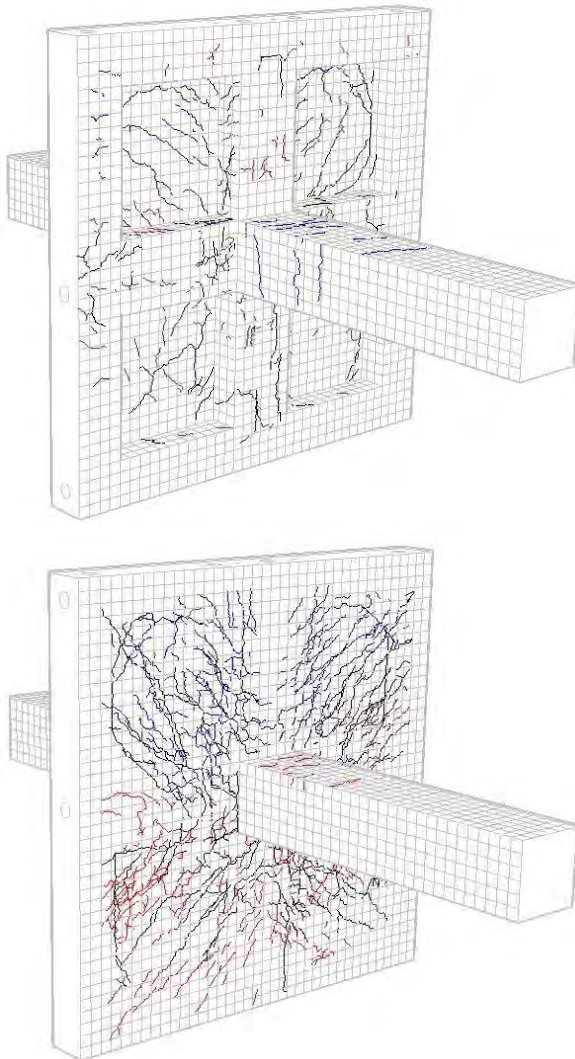


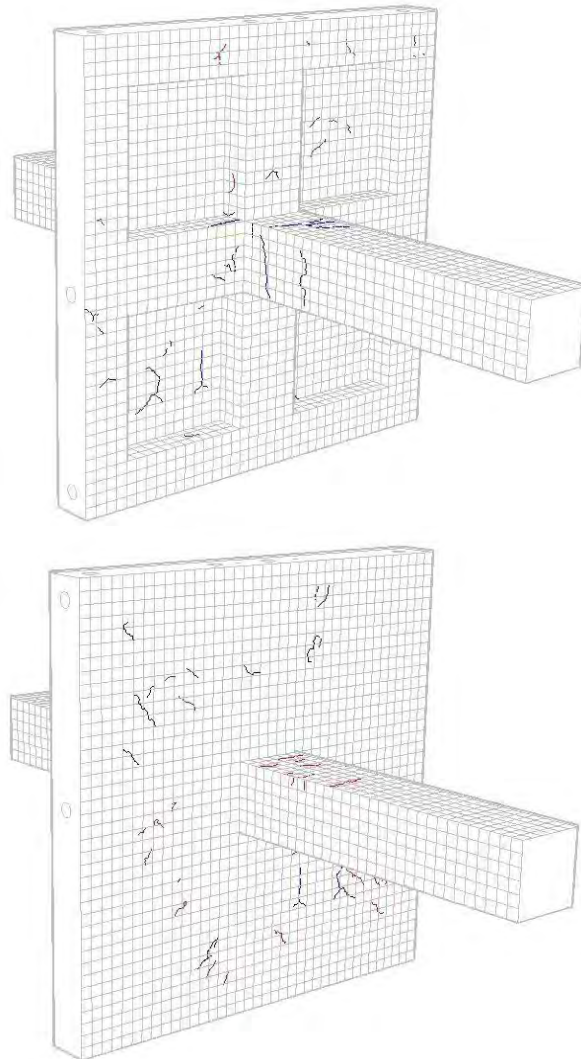
Figura D.30 Desplazamiento: 14 mm.



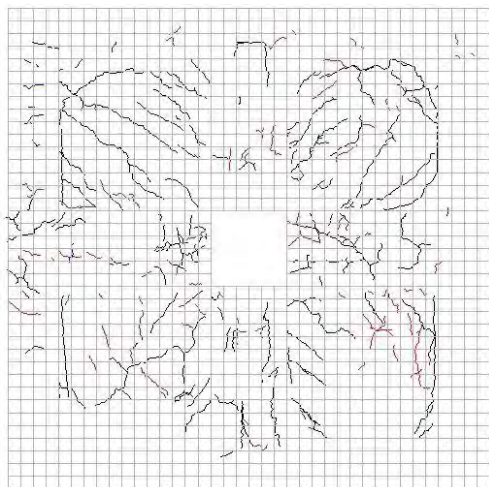
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

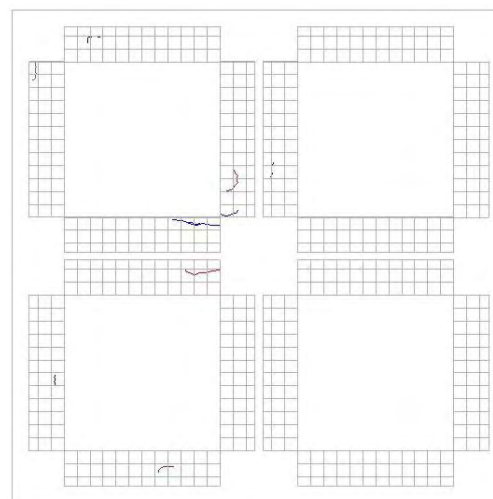
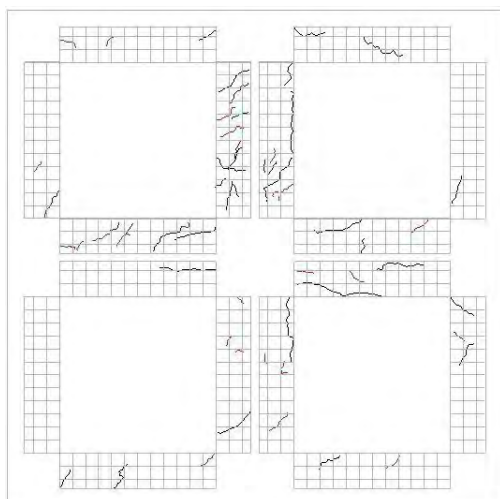
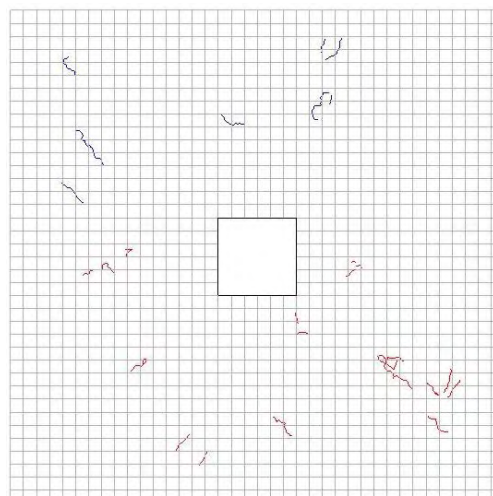
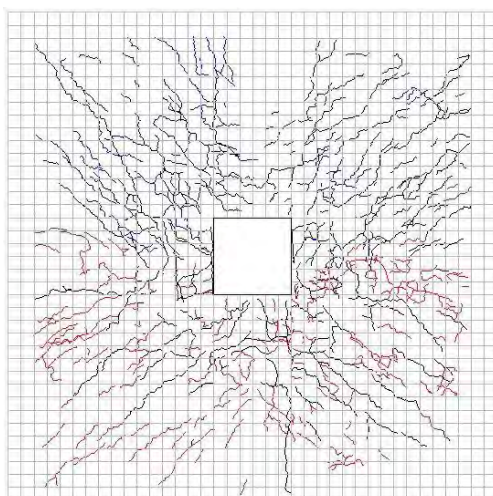
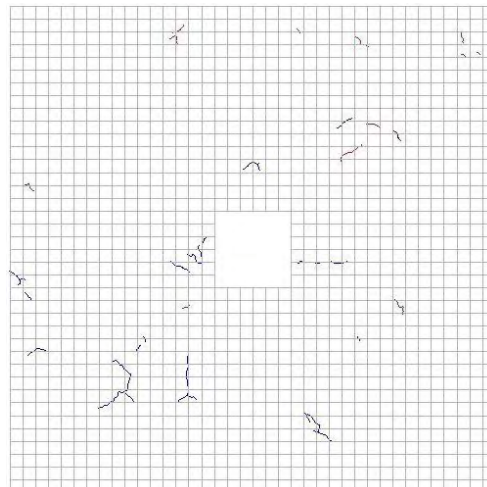
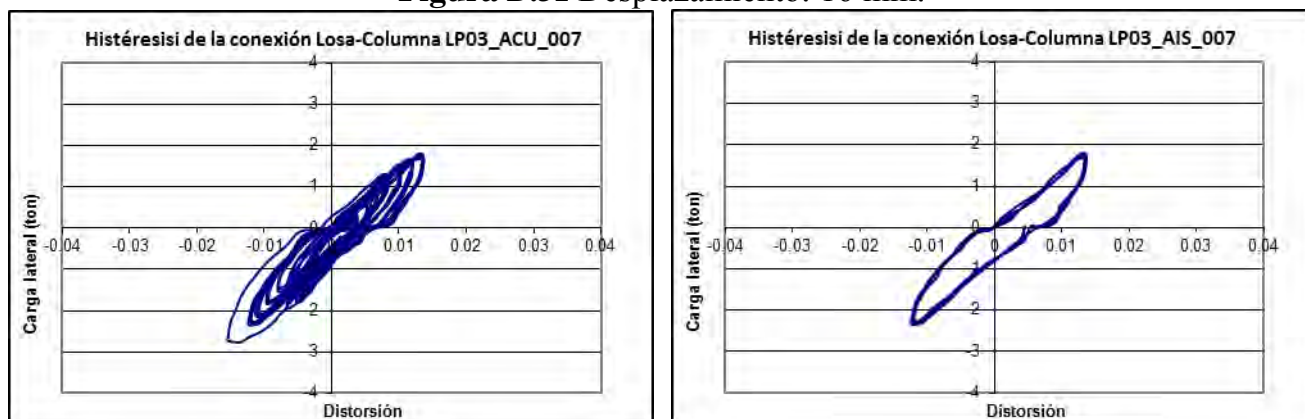
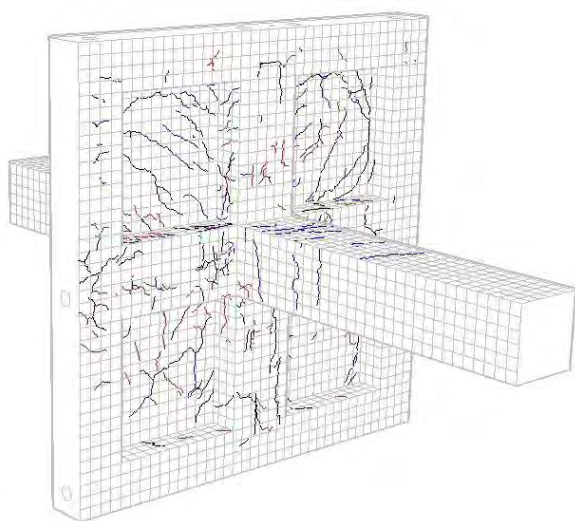


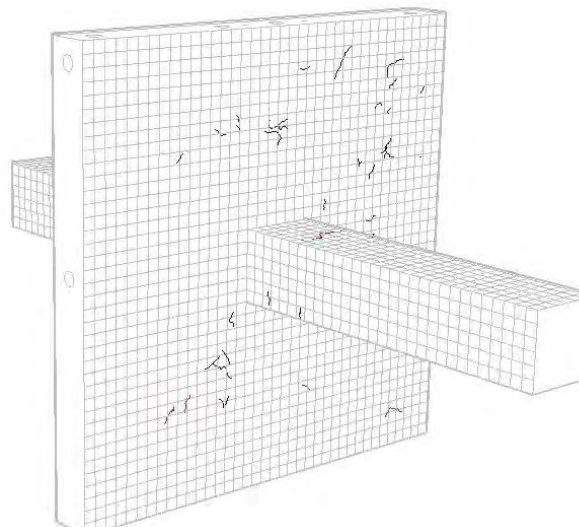
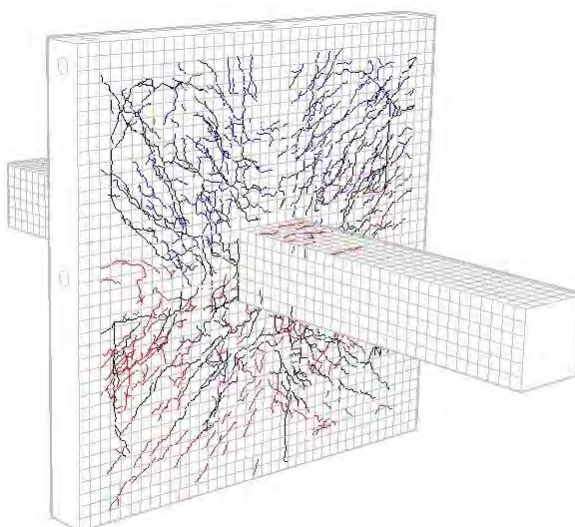
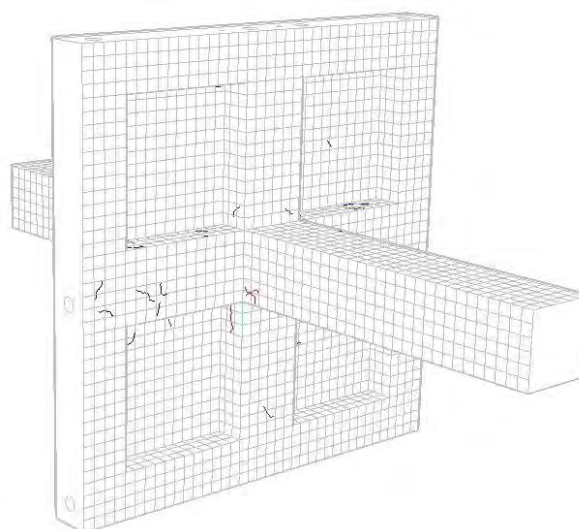
Figura D.31 Desplazamiento: 16 mm.



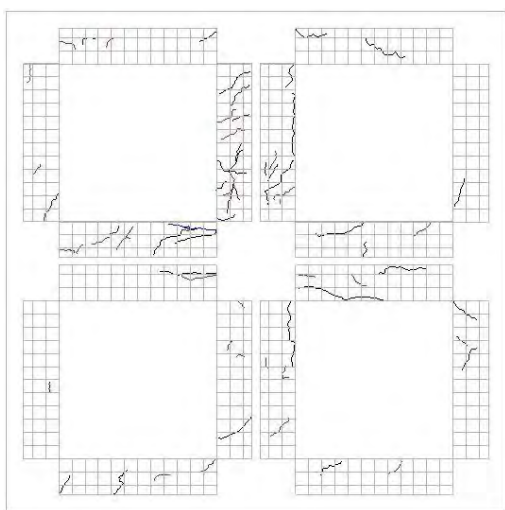
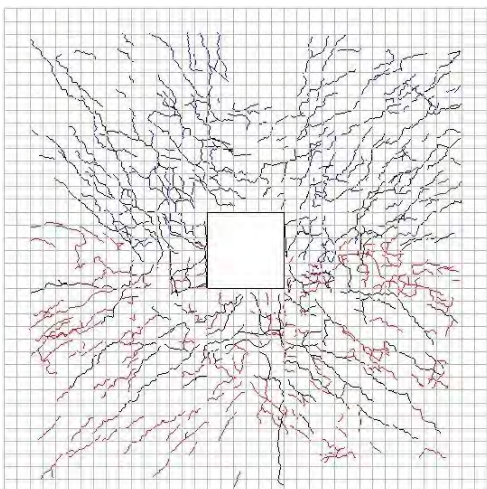
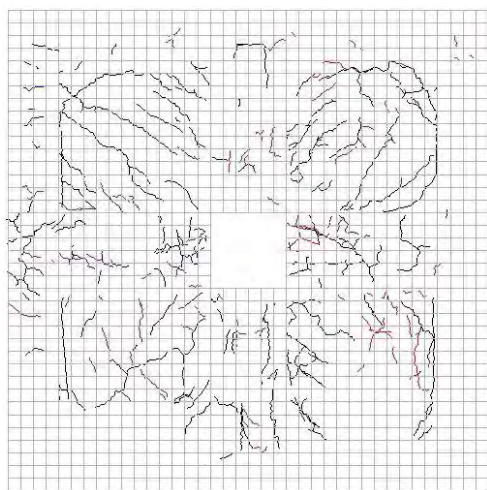
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

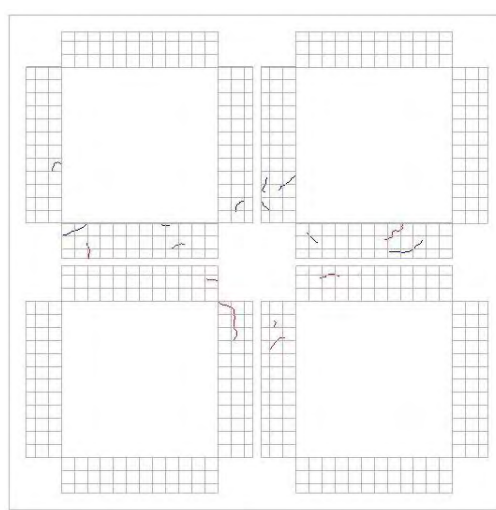
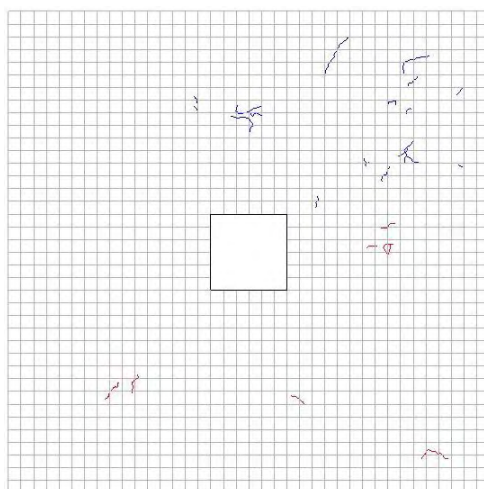
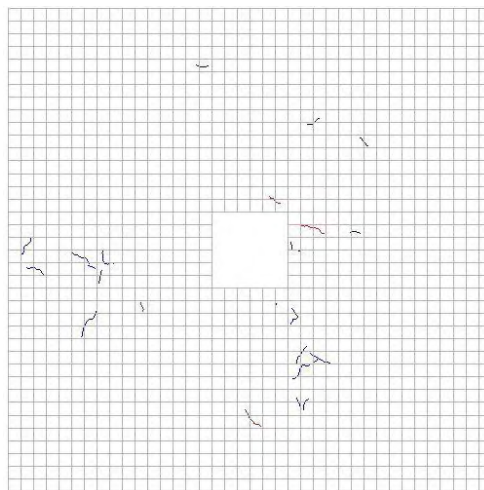
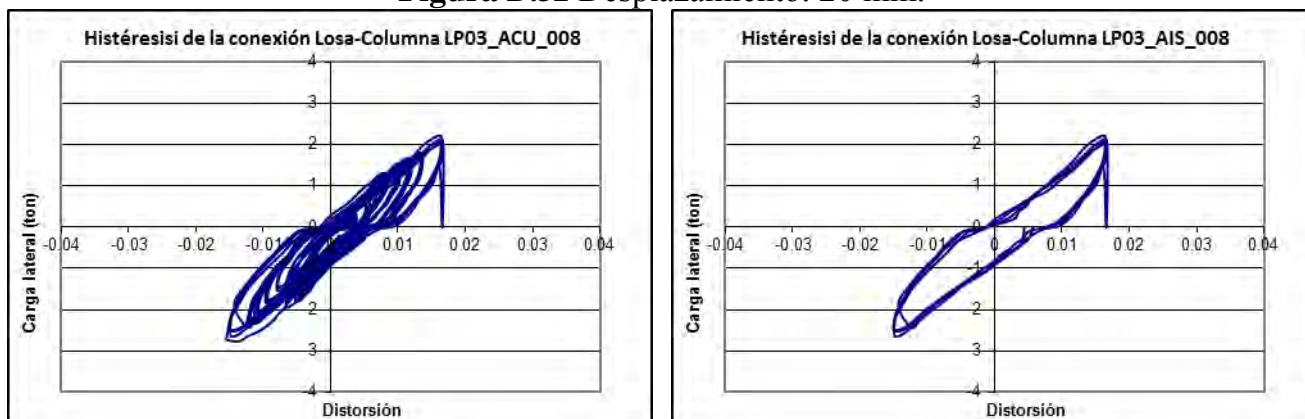
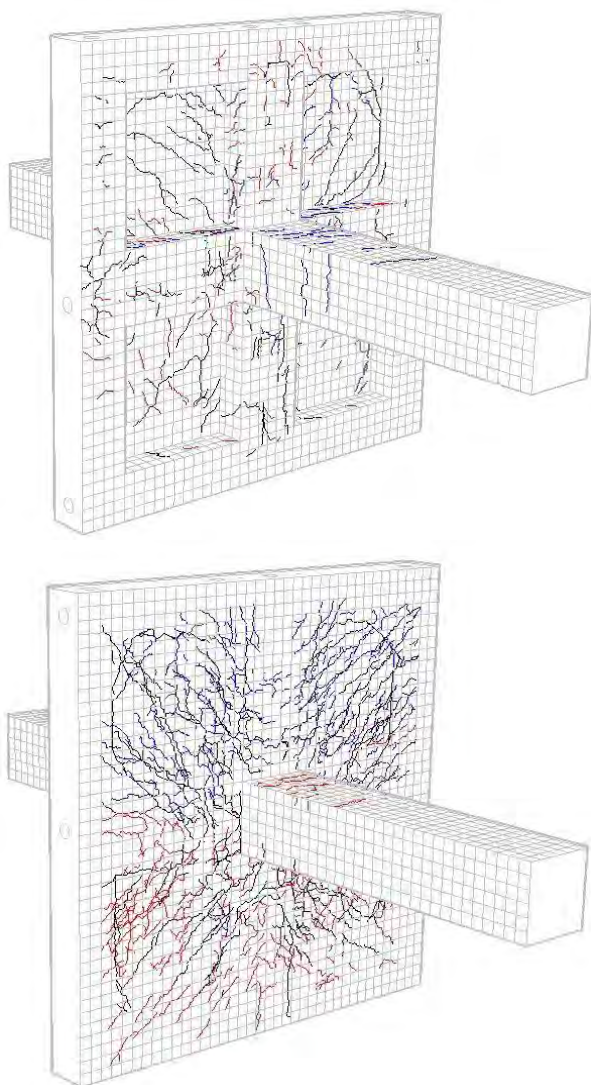


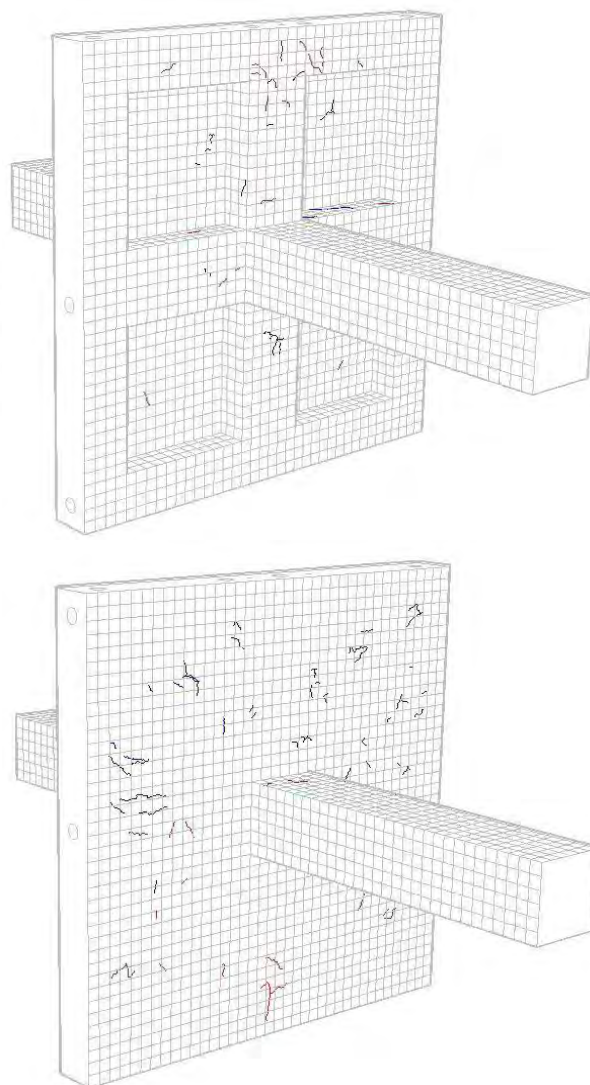
Figura D.32 Desplazamiento: 20 mm.



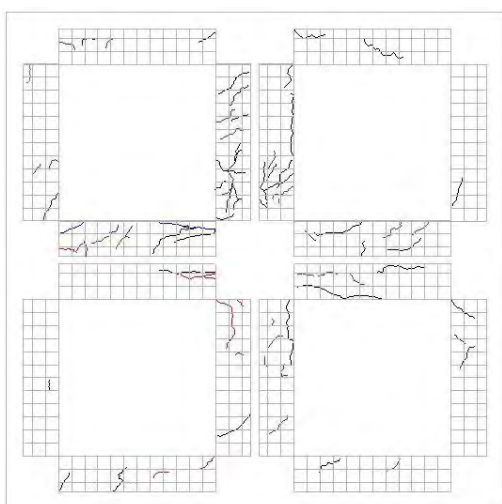
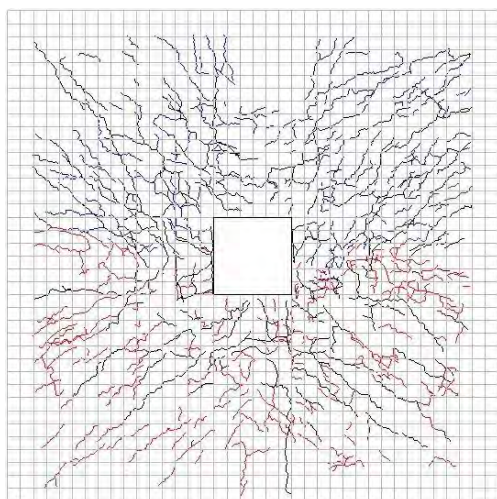
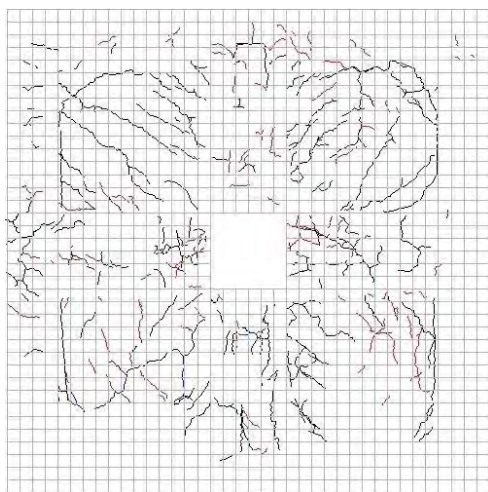
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

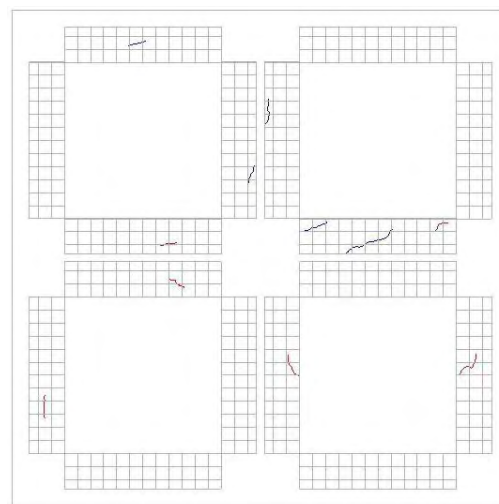
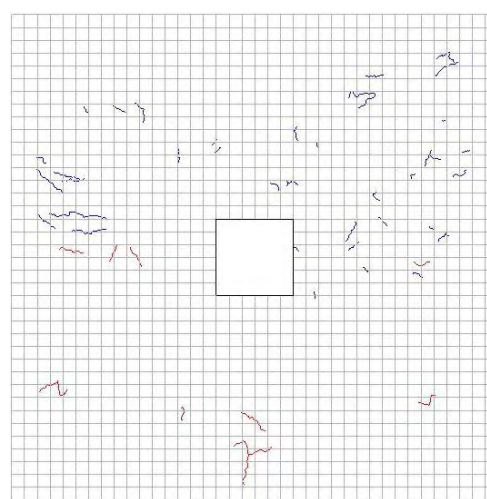
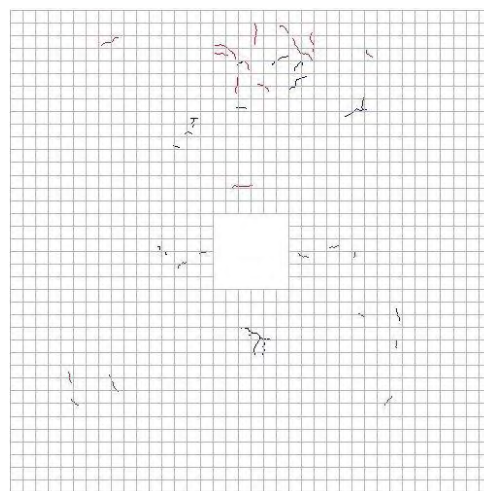
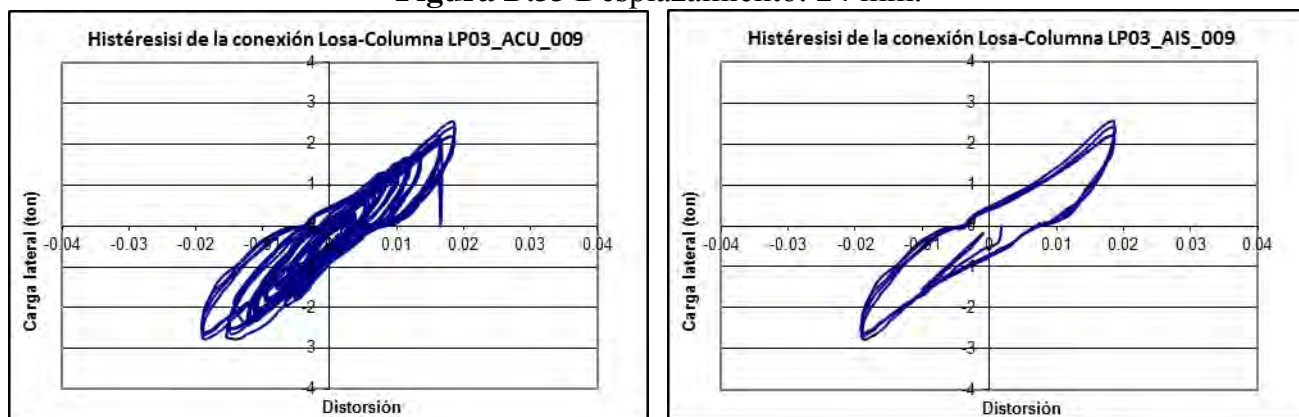
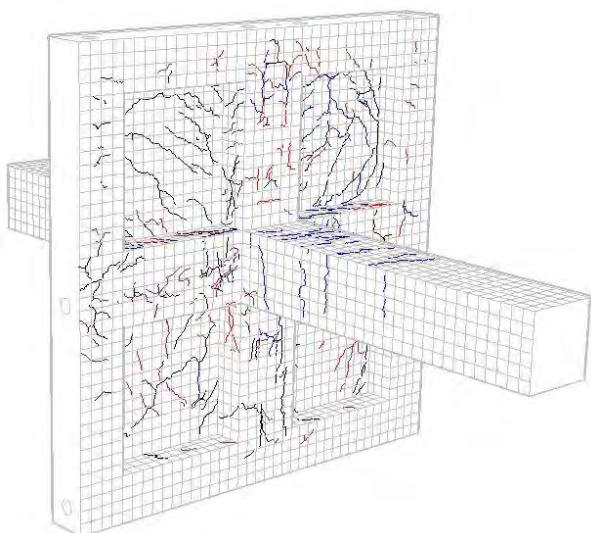


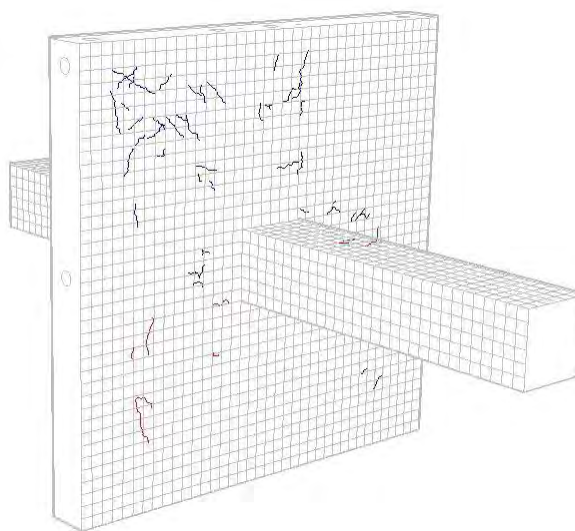
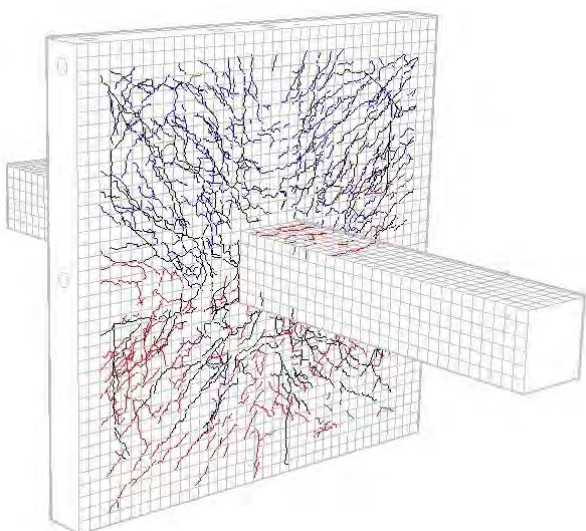
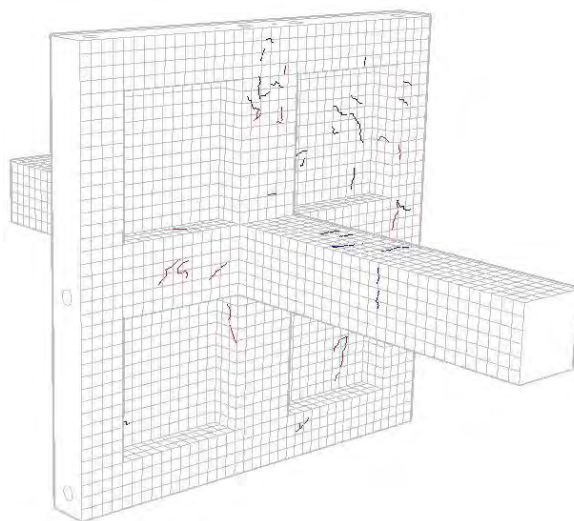
Figura D.33 Desplazamiento: 24 mm.



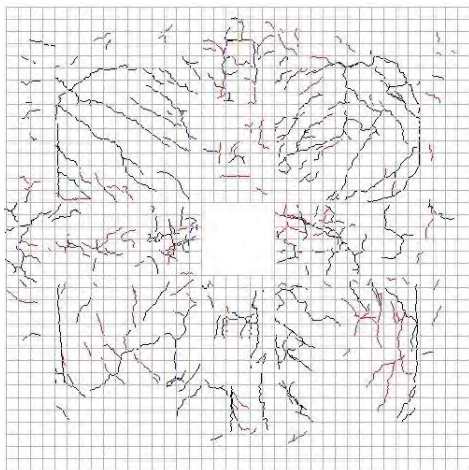
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

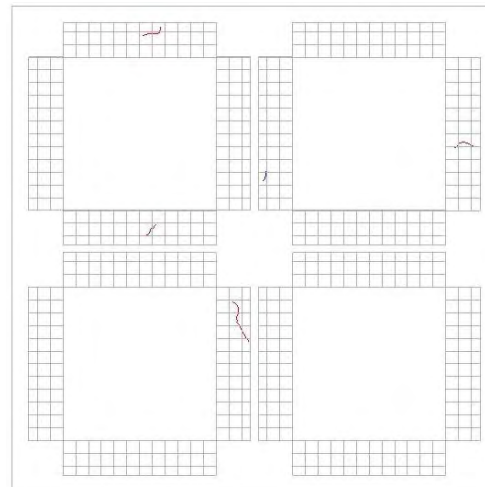
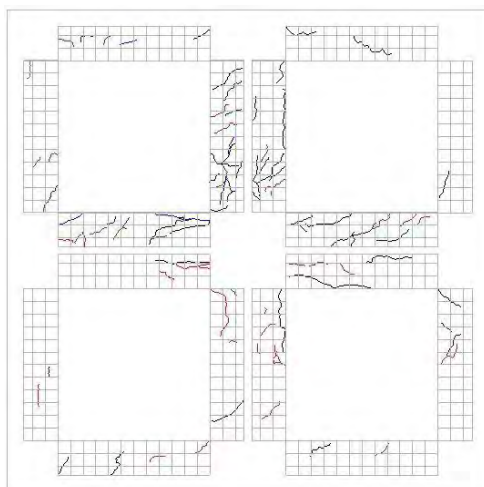
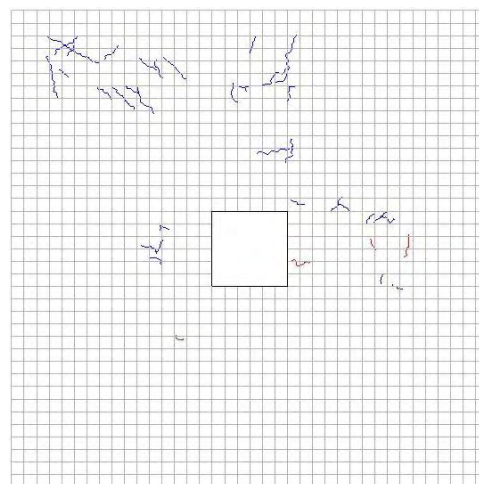
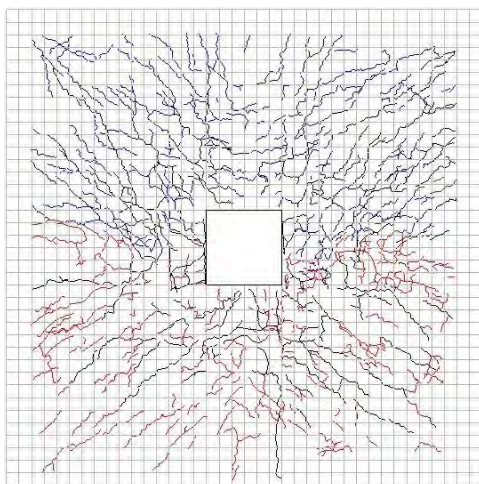
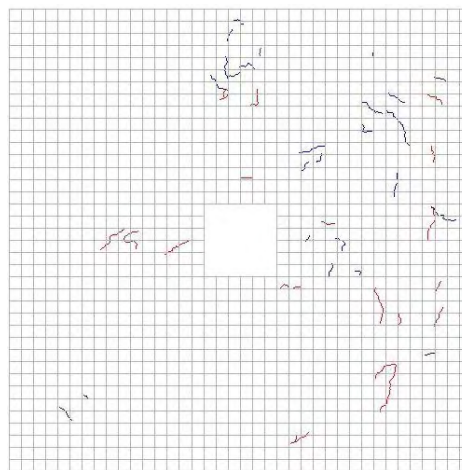
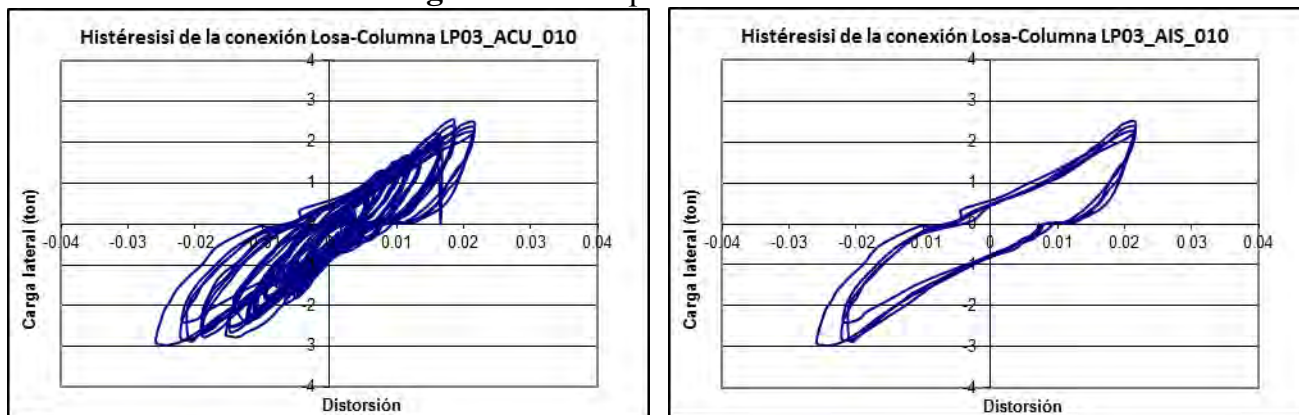
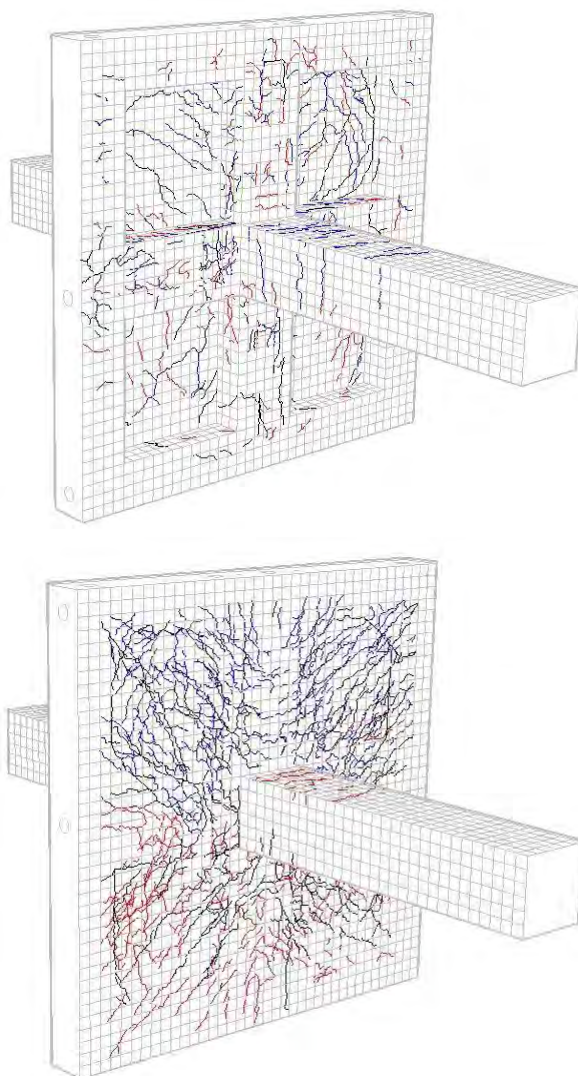


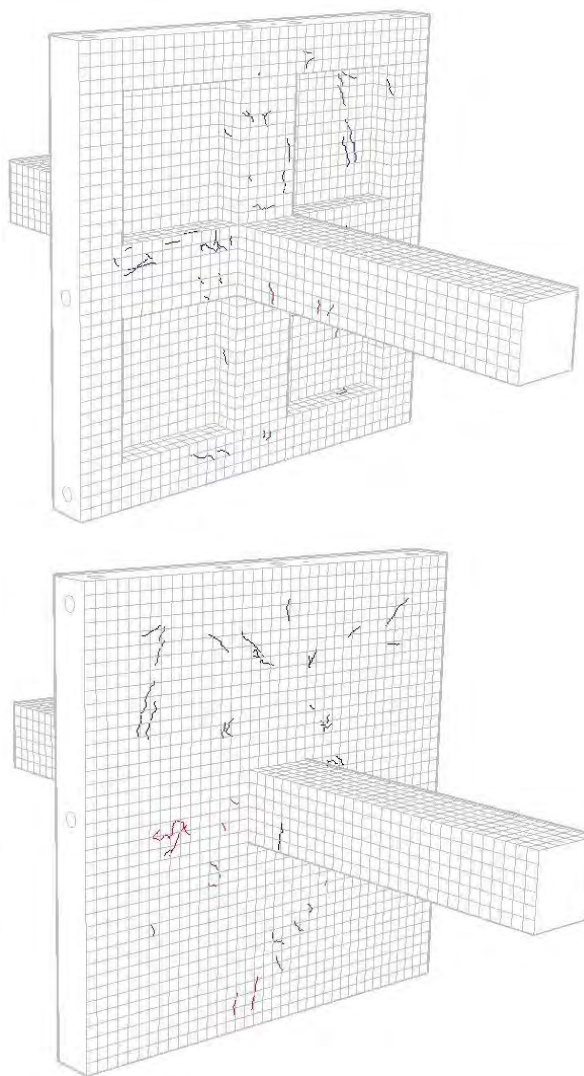
Figura D.34 Desplazamiento: 28 mm.



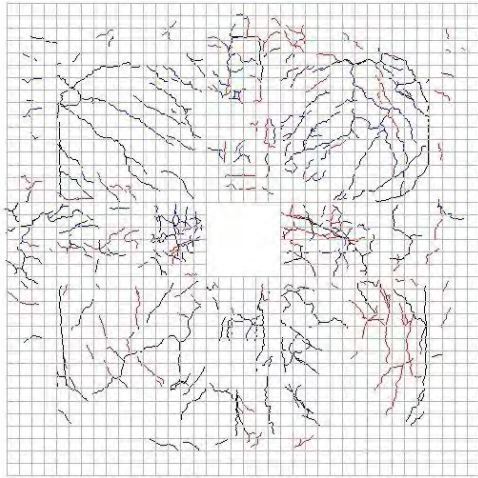
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

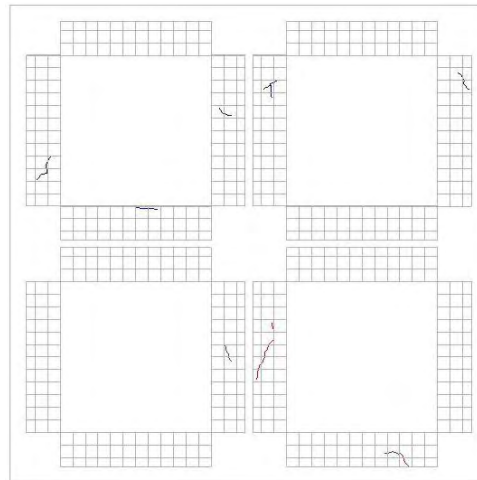
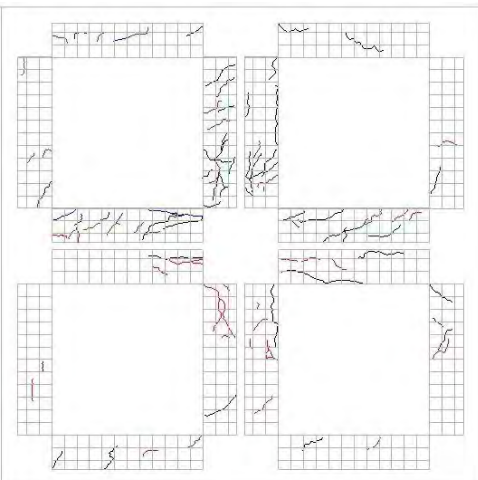
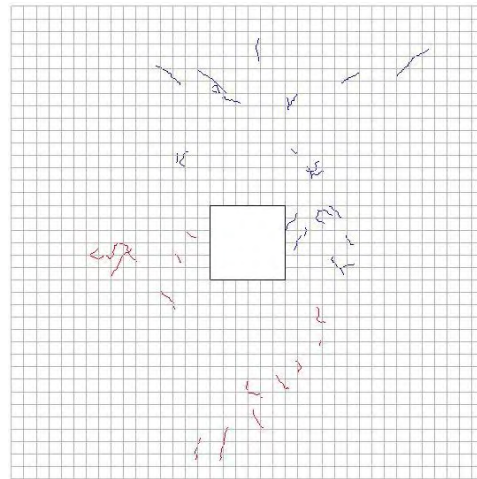
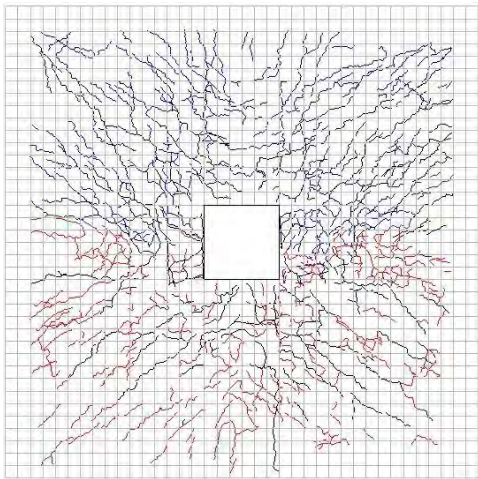
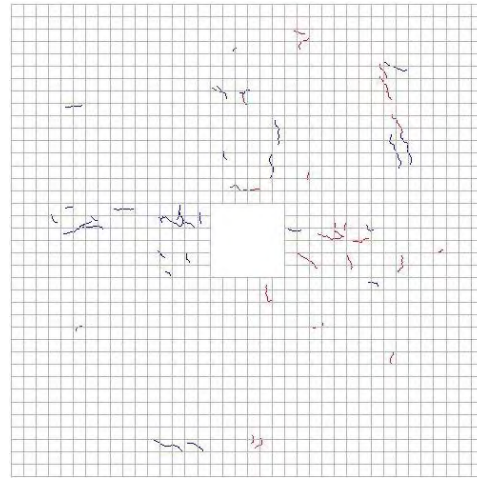
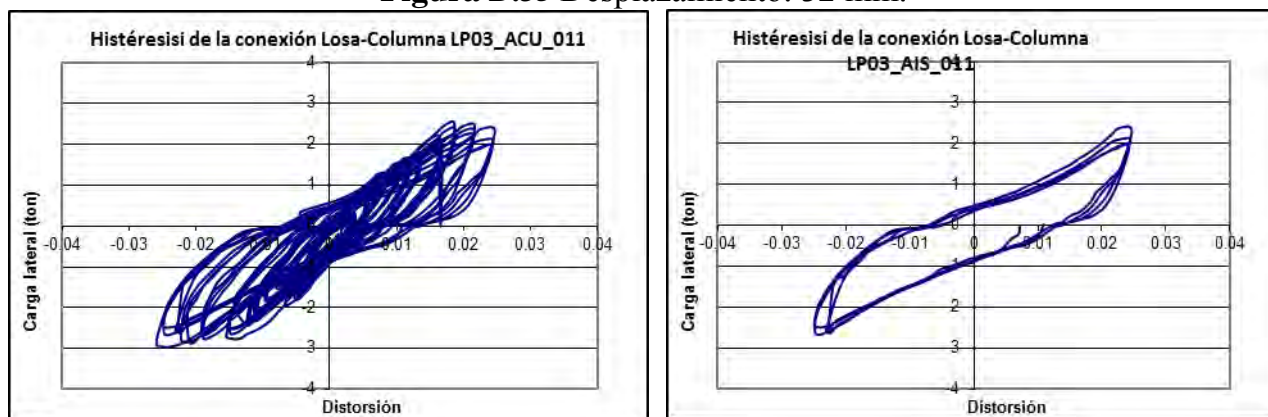
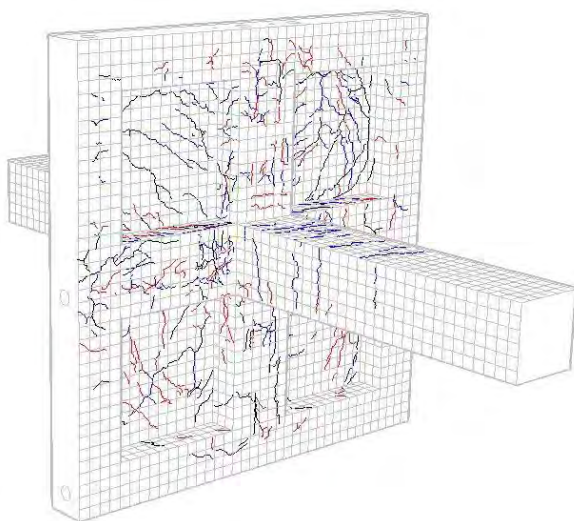


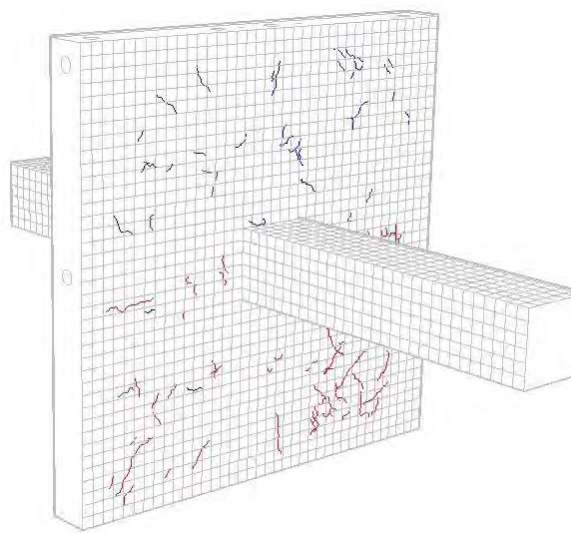
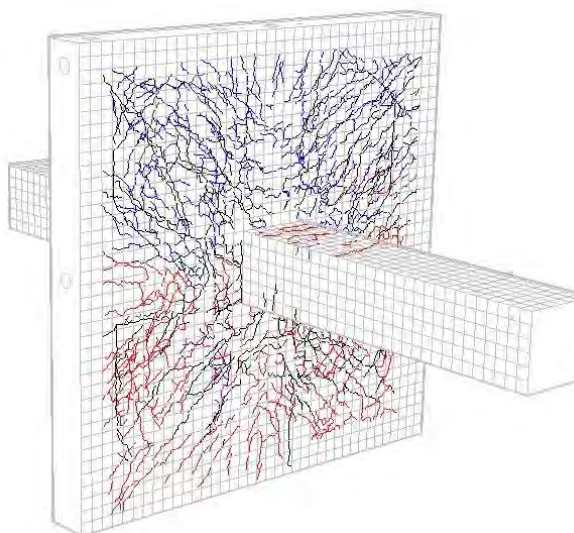
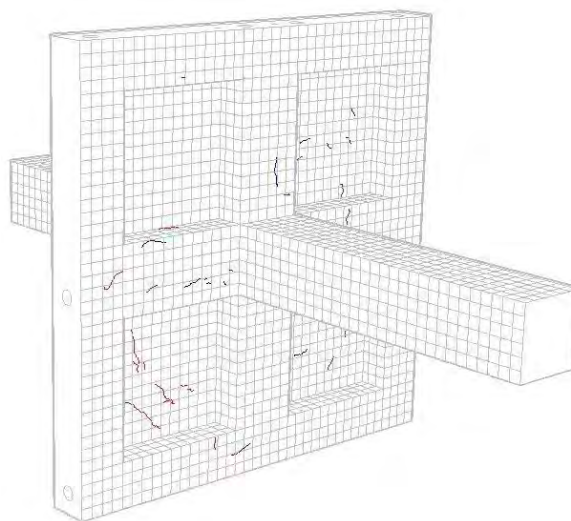
Figura D.35 Desplazamiento: 32 mm.



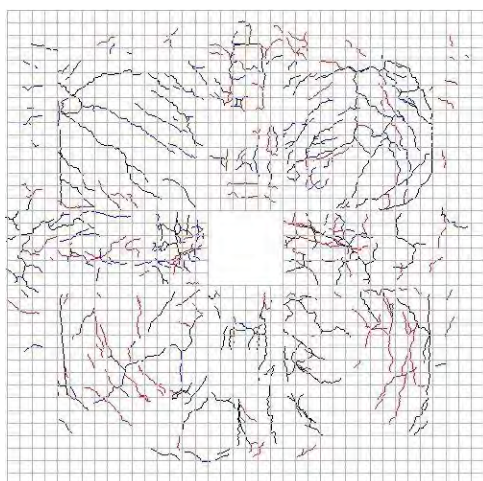
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

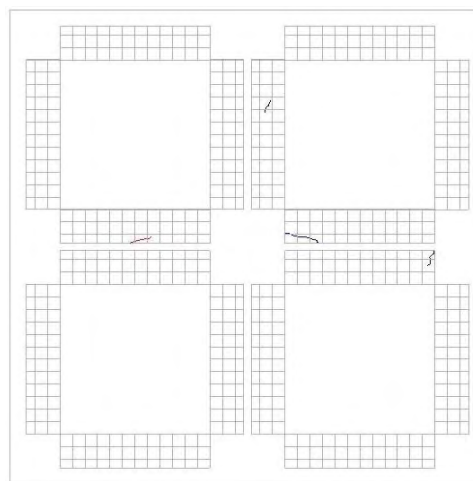
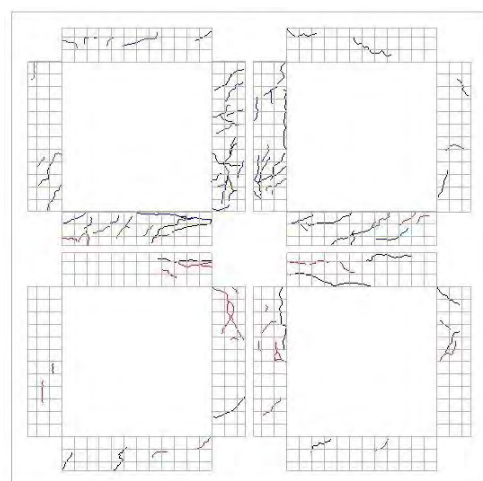
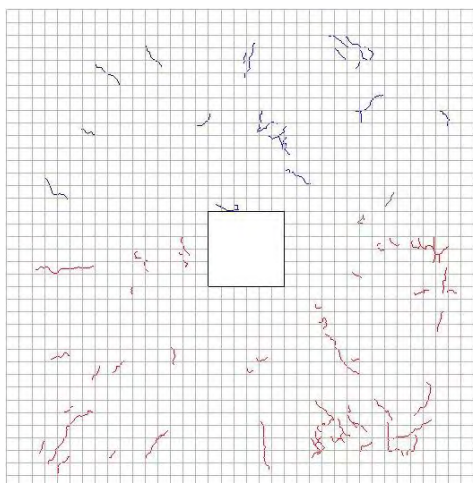
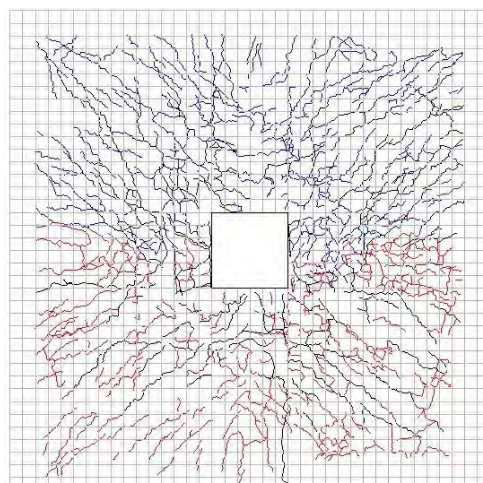
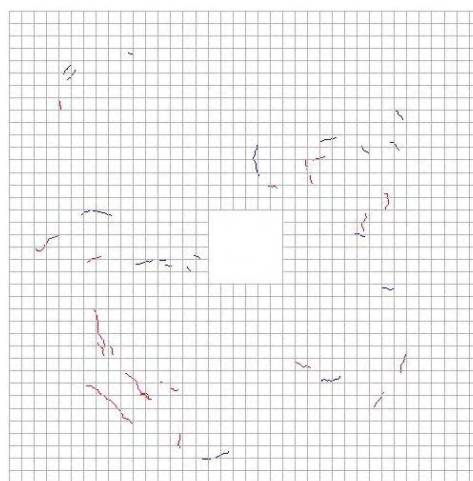
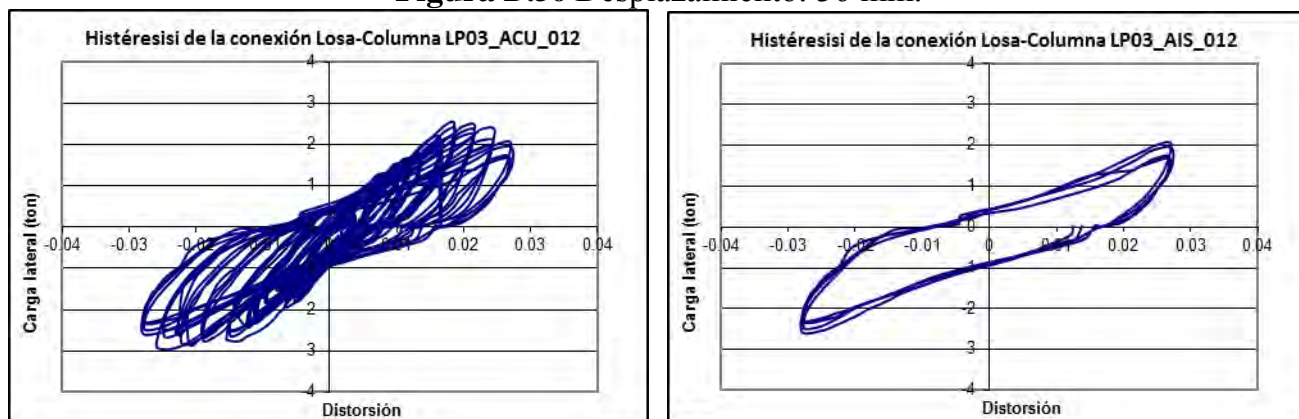
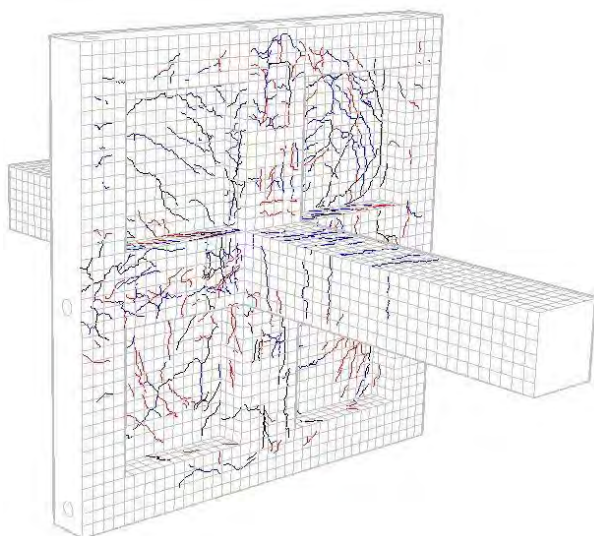


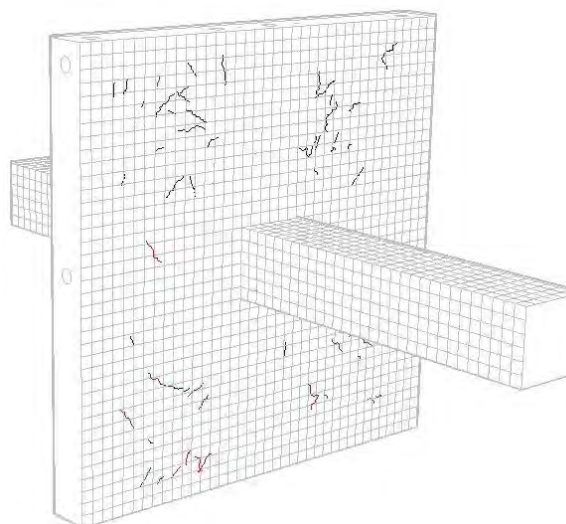
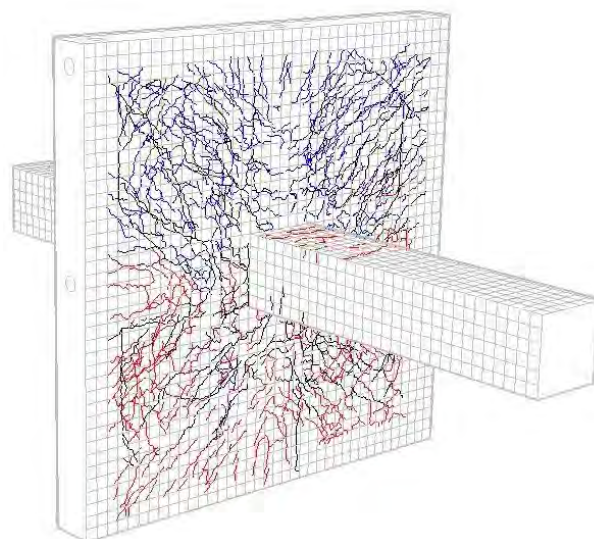
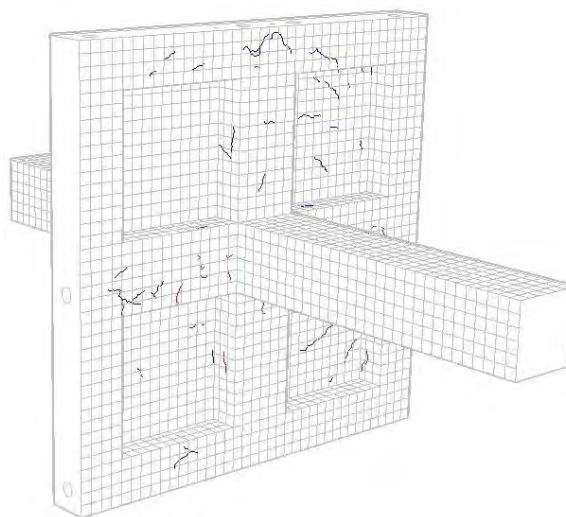
Figura D.36 Desplazamiento: 36 mm.



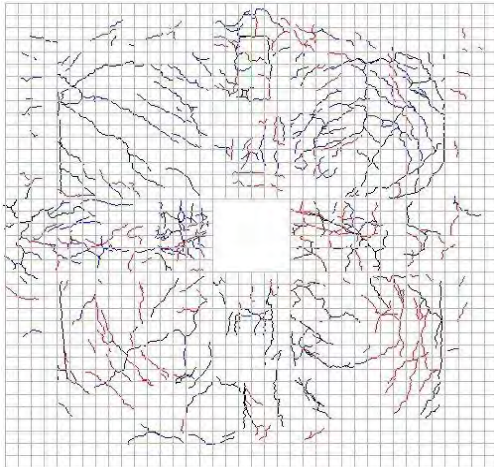
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

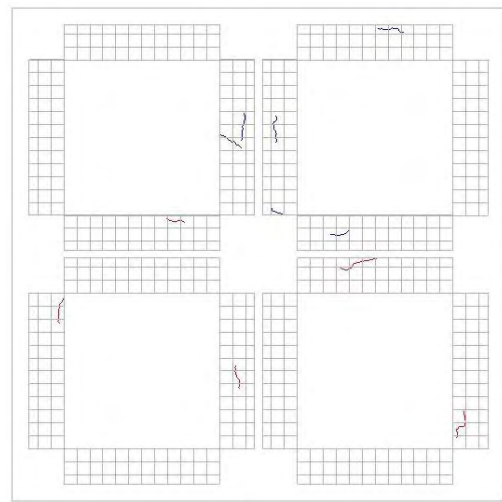
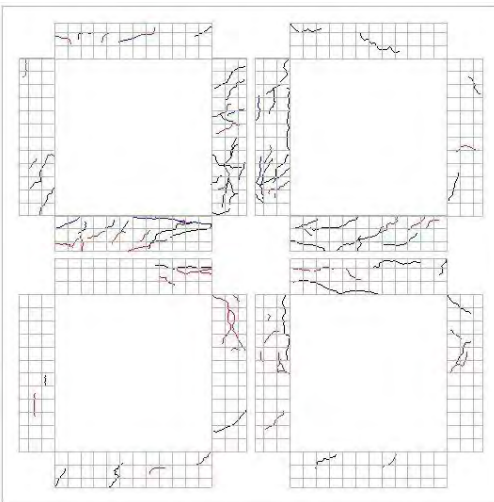
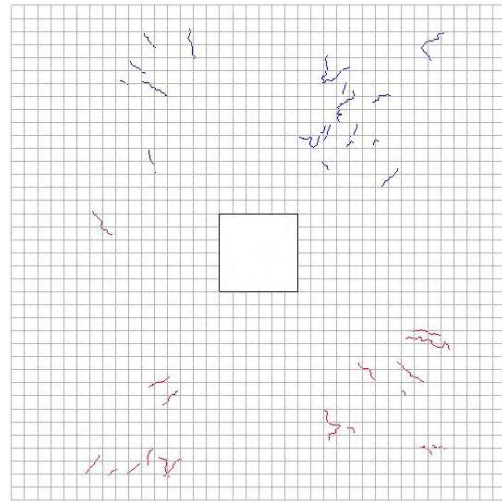
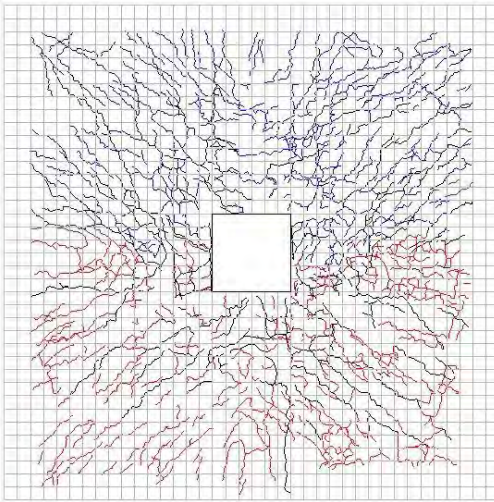
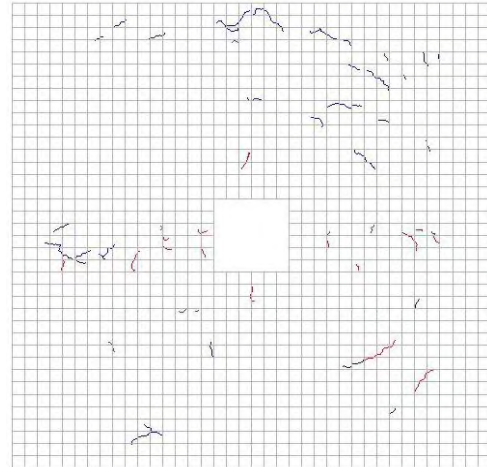
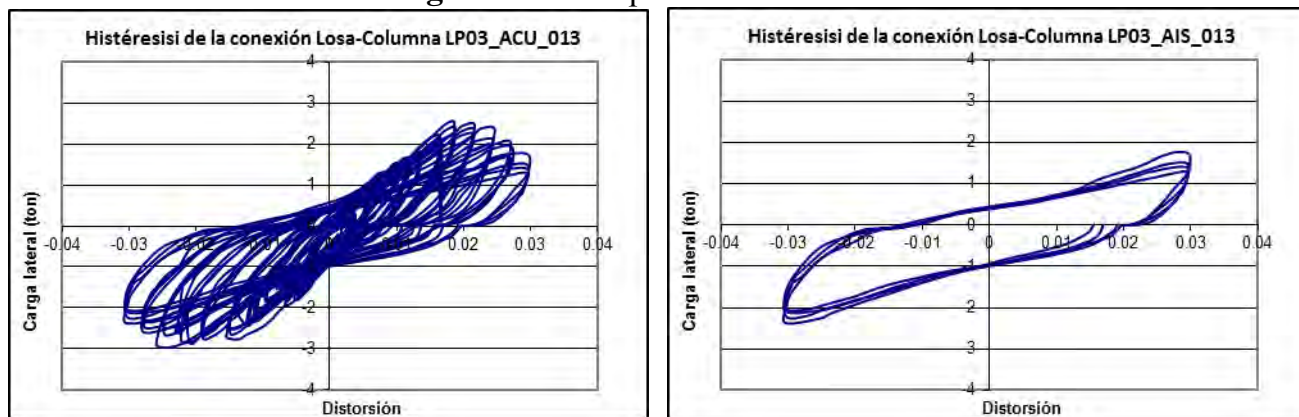
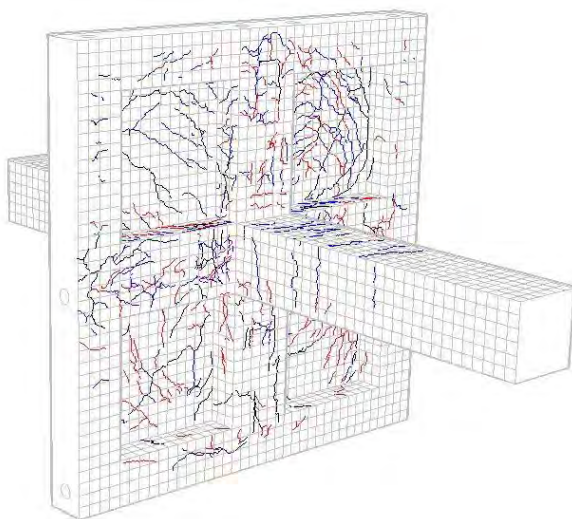


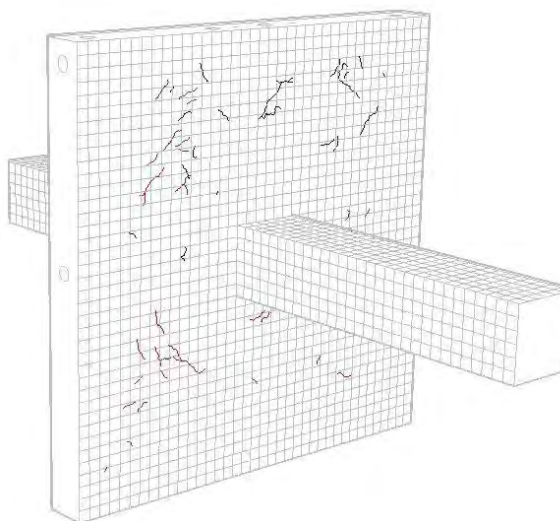
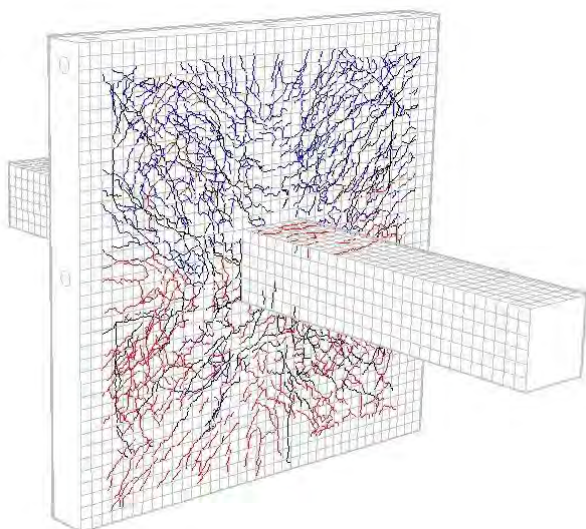
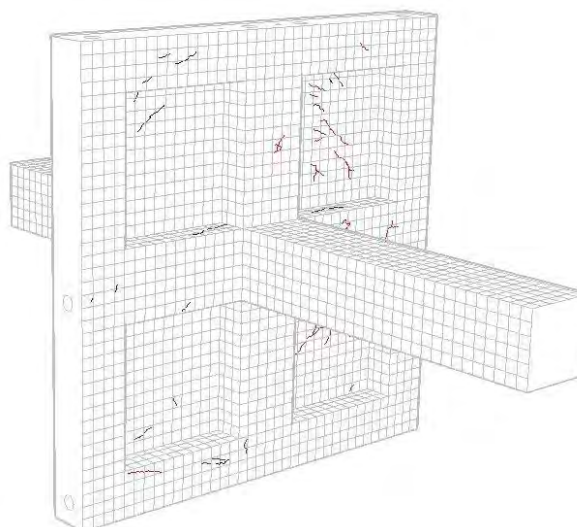
Figura D.37 Desplazamiento: 40 mm.



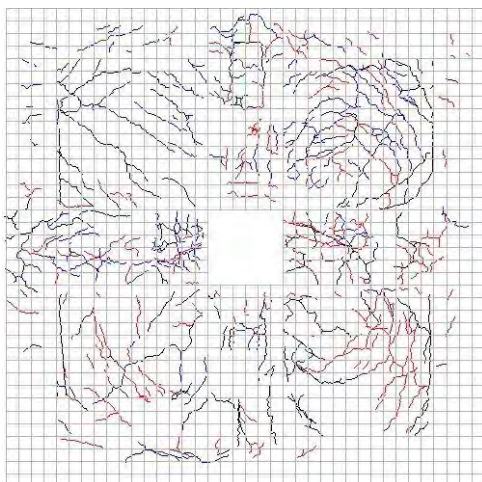
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

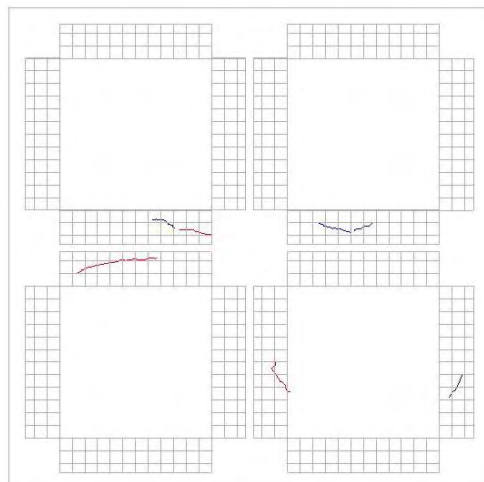
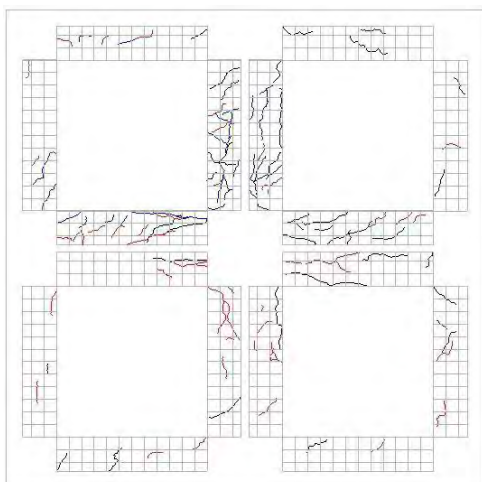
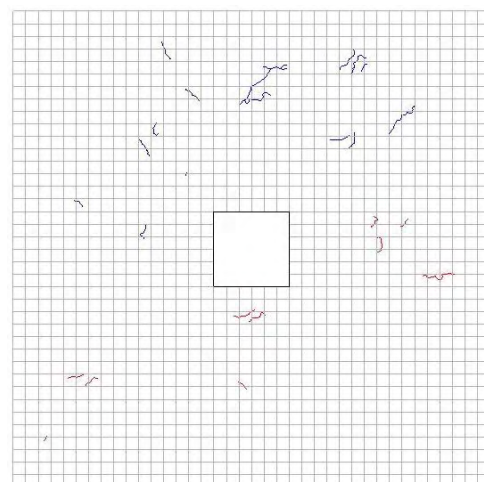
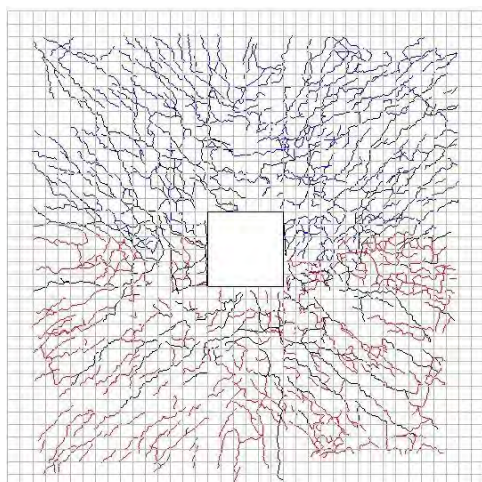
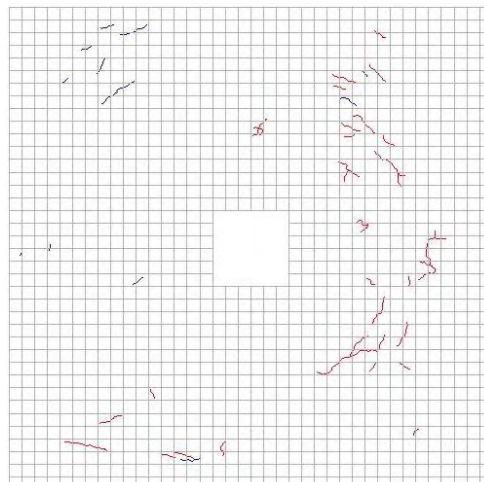
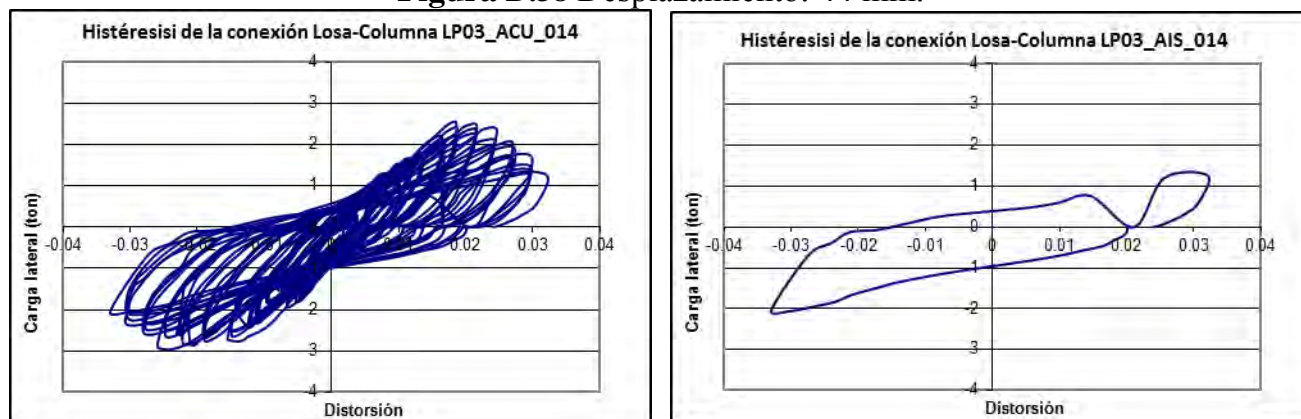
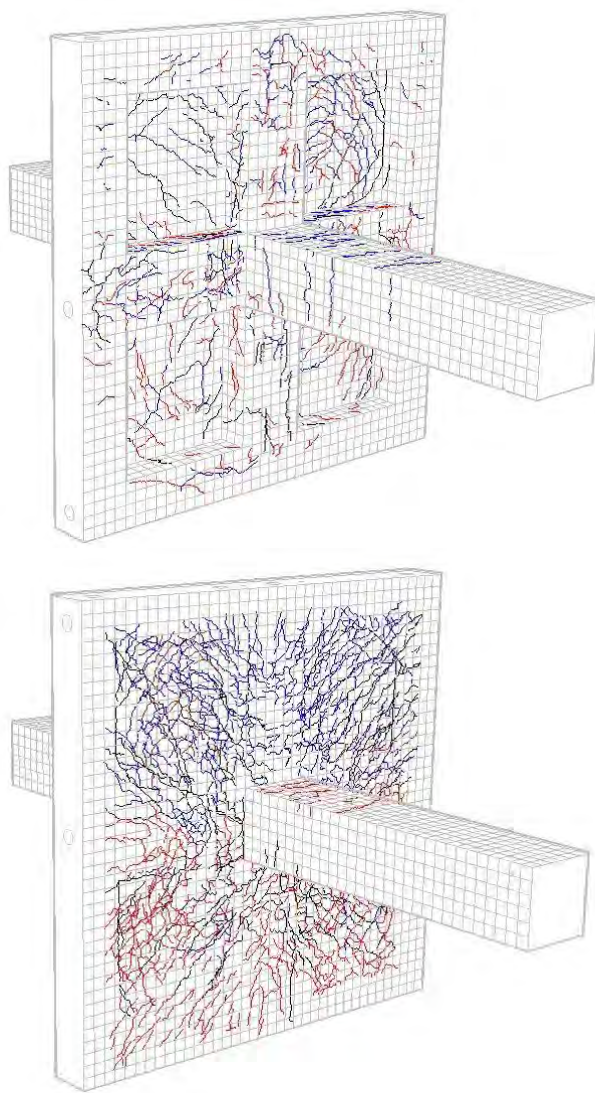


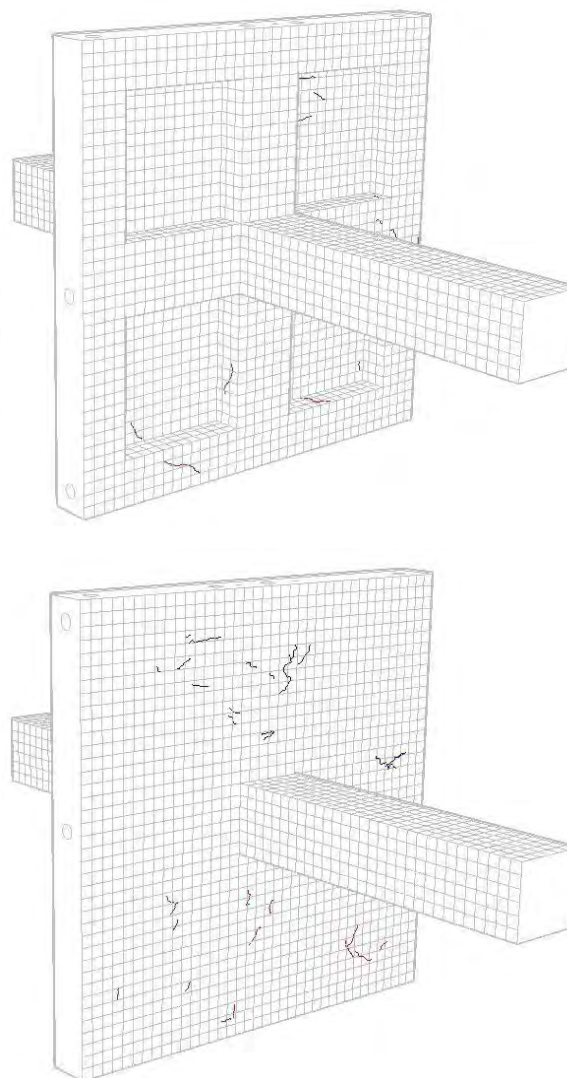
Figura D.38 Desplazamiento: 44 mm.



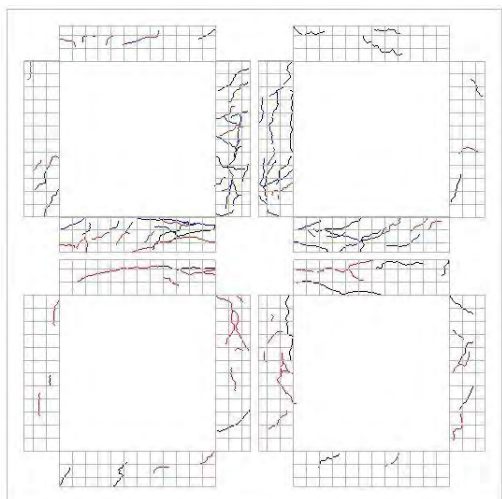
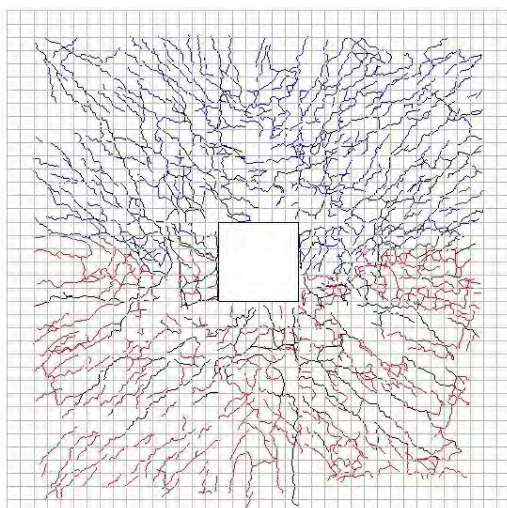
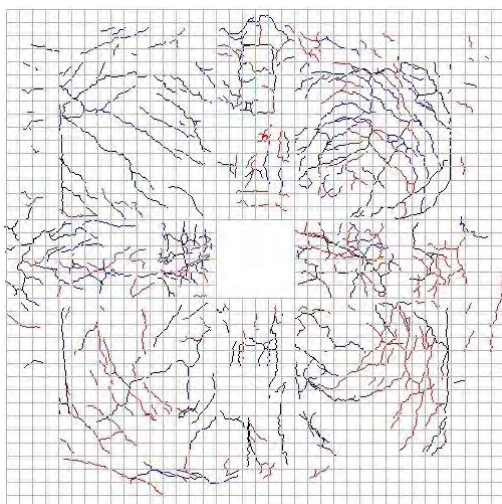
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

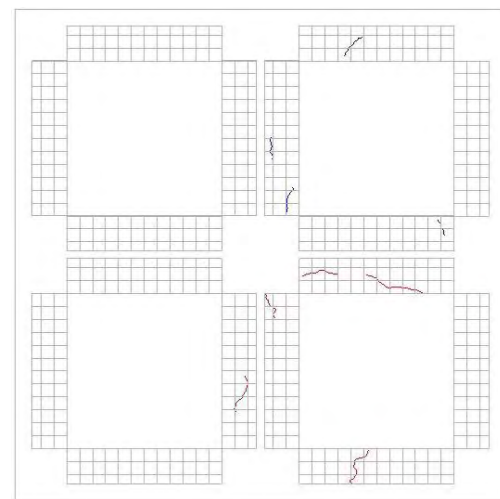
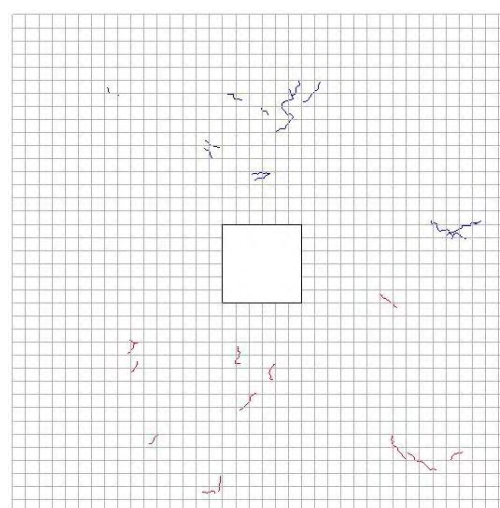
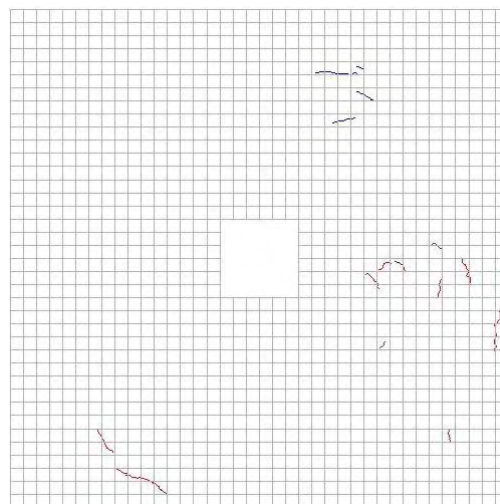
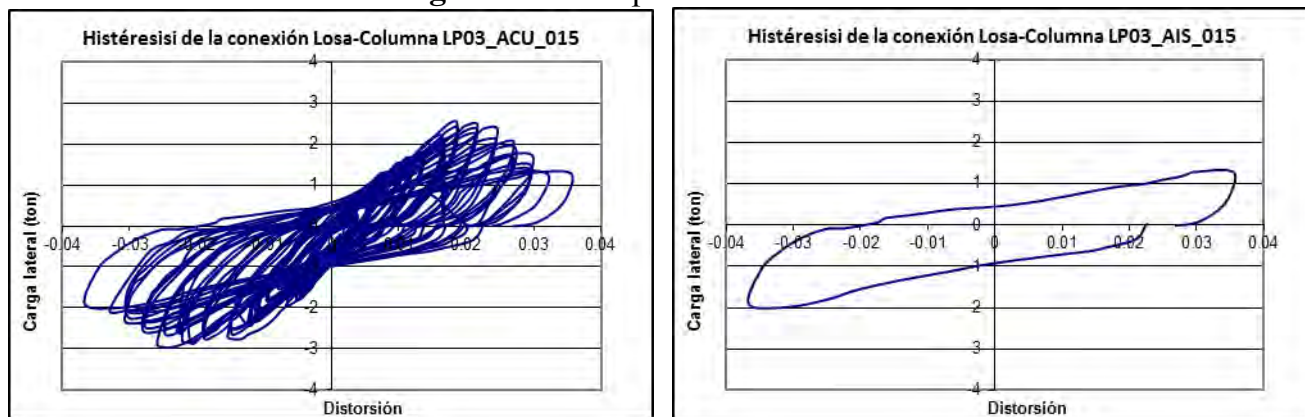
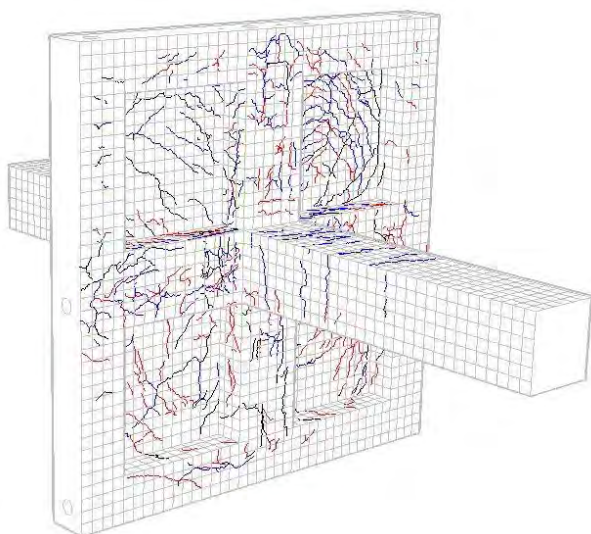


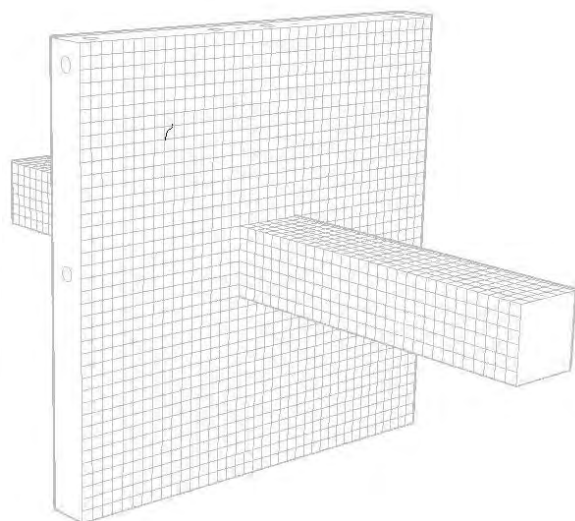
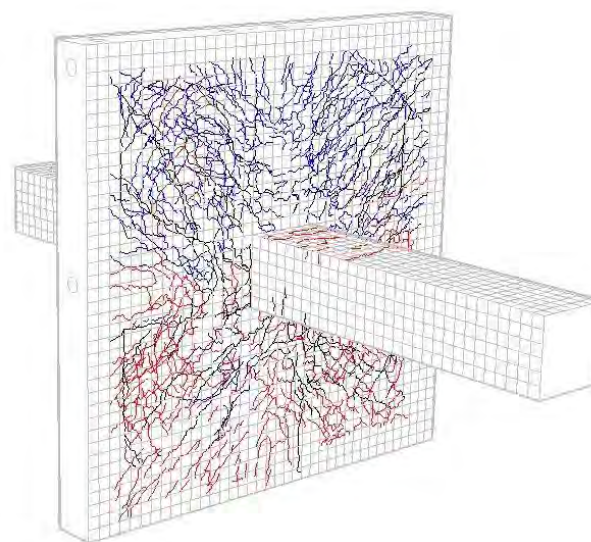
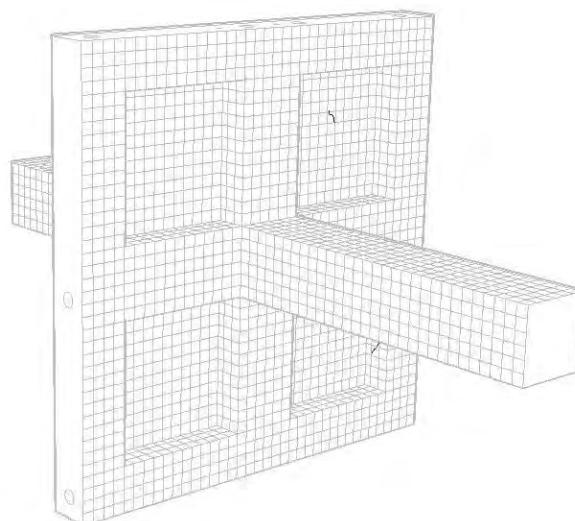
Figura D.39 Desplazamiento: 48 mm.



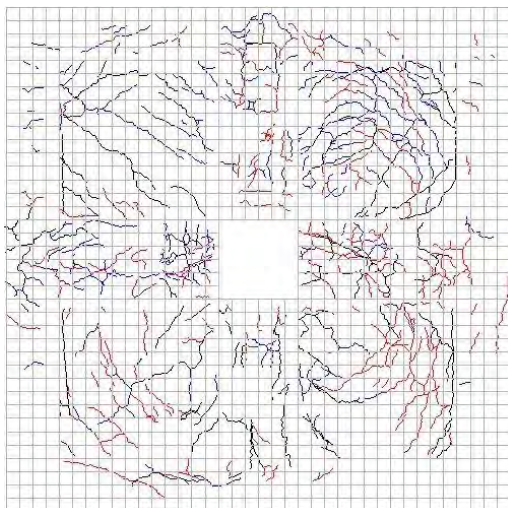
Daño acumulado.



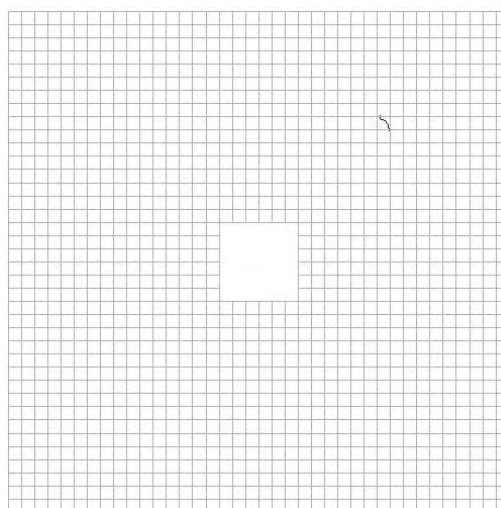
Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado



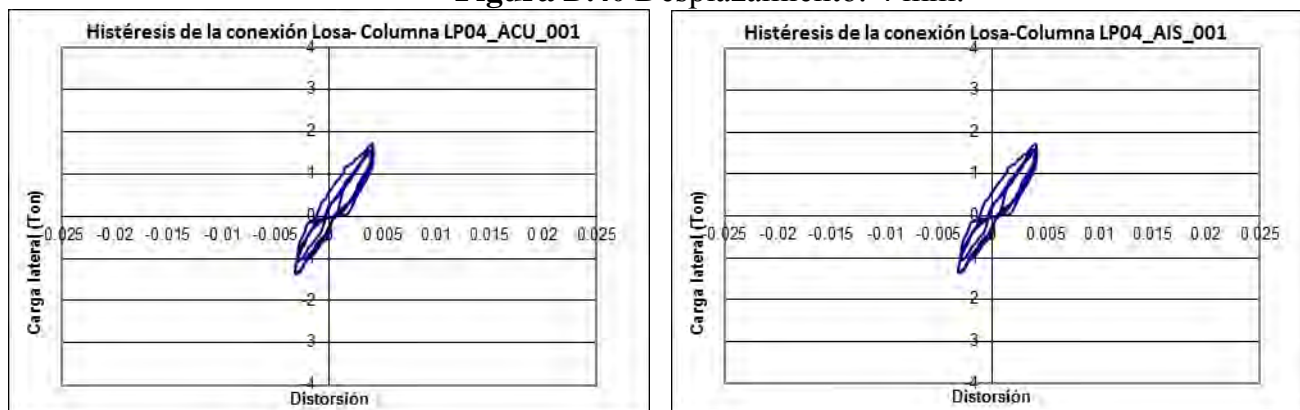
D.4 Espécimen LP-04: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

En la tabla D.3 se muestra el valor del desplazamiento objetivo en cada incremento.

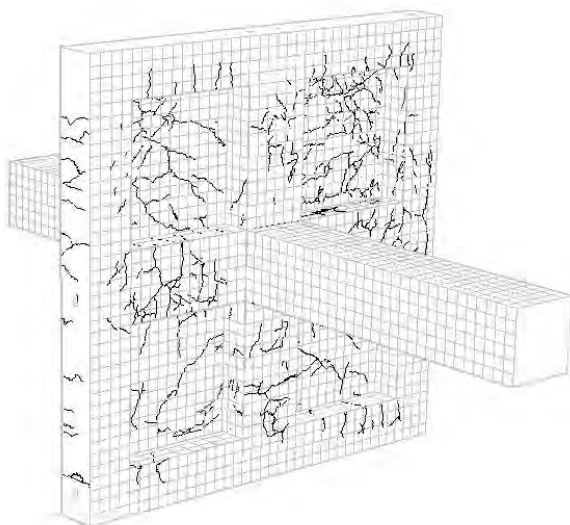
Tabla D.3 Desplazamiento Objetivo LP-04

Incrementos	Desplazamiento máximo (mm)
1	4
2	6
3	8
4	10
5	12
6	14
7	16
8	20
9	24
10	28
11	32
12	40
13	48
14	60

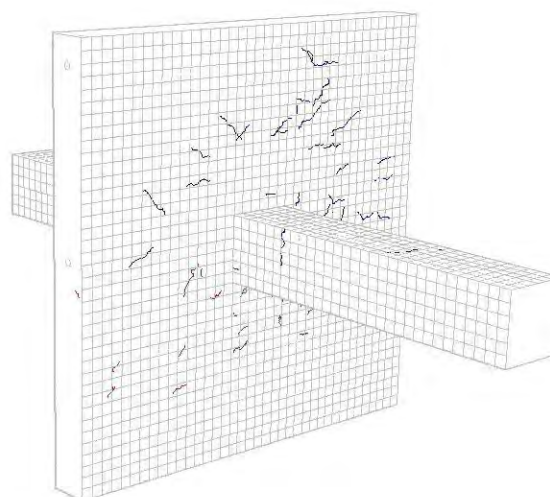
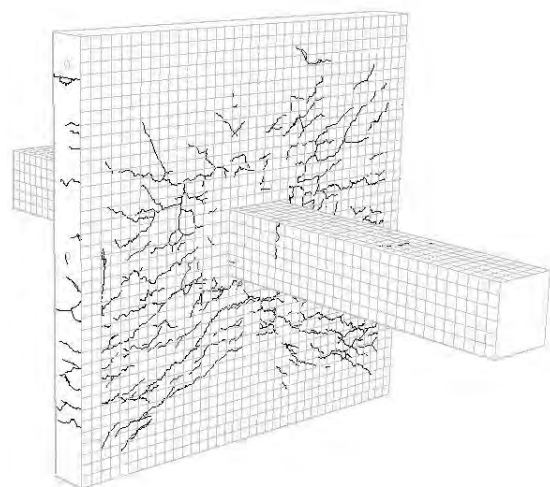
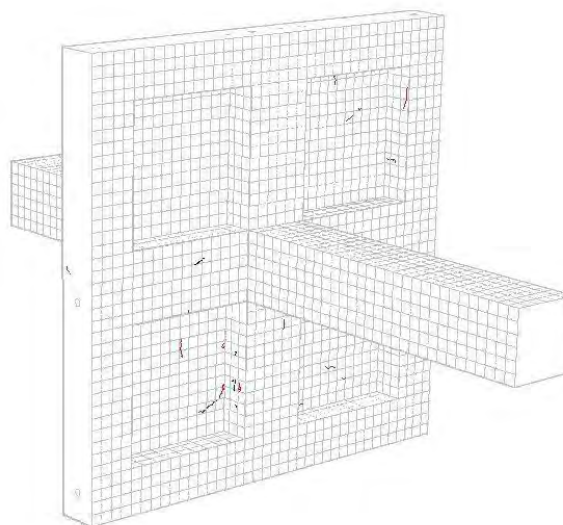
Figura D.40 Desplazamiento: 4 mm.



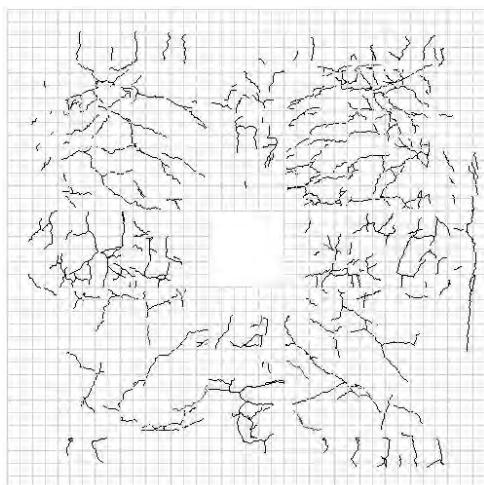
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

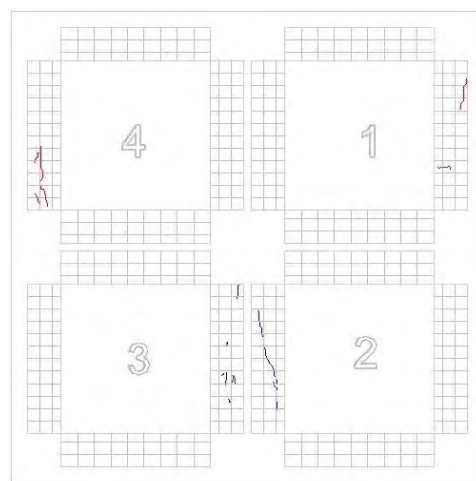
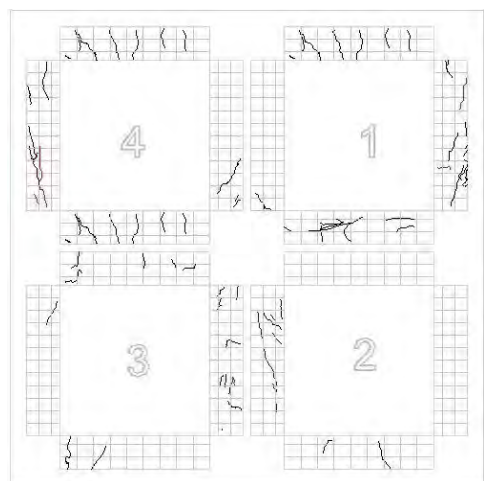
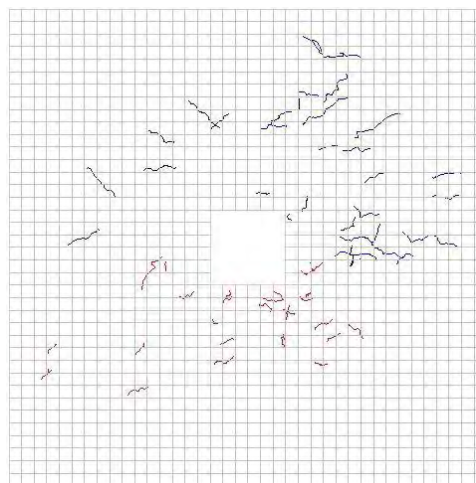
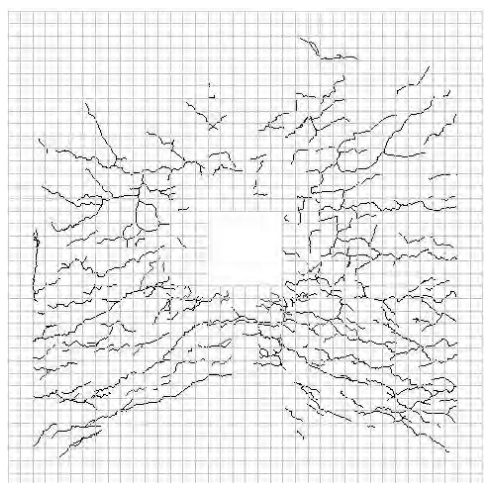
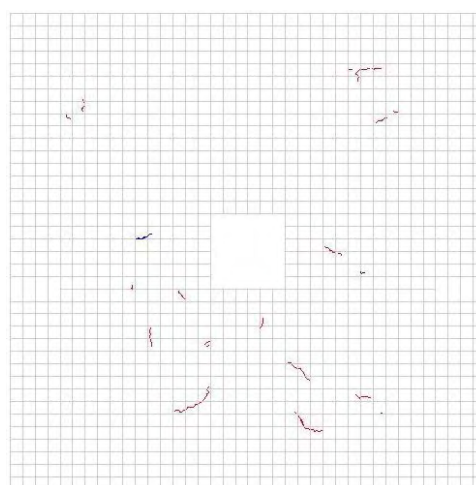
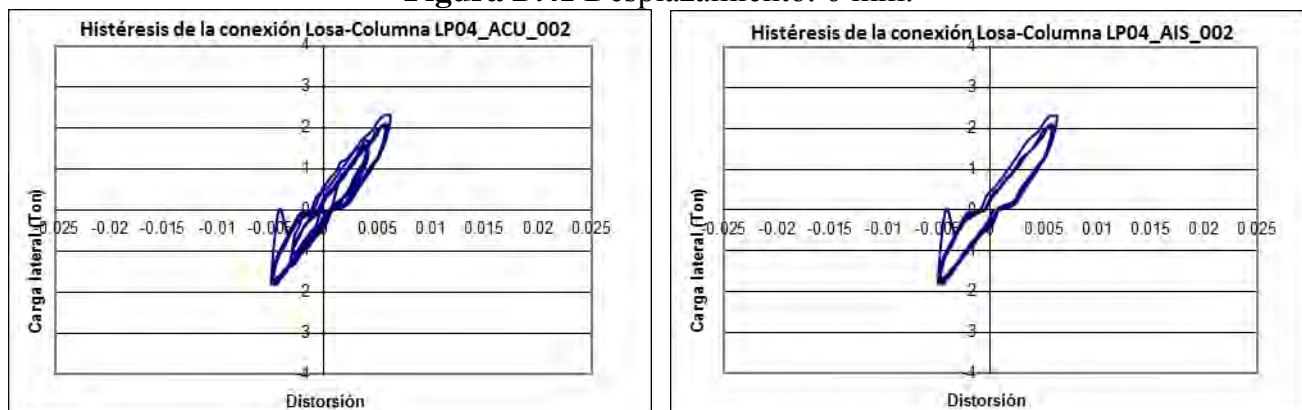
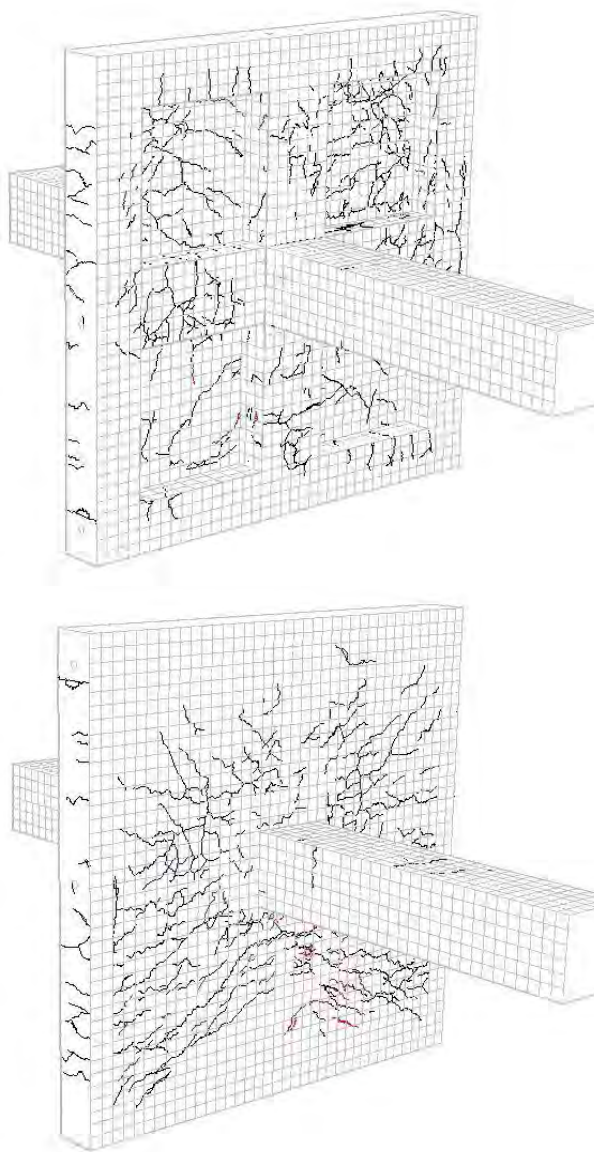


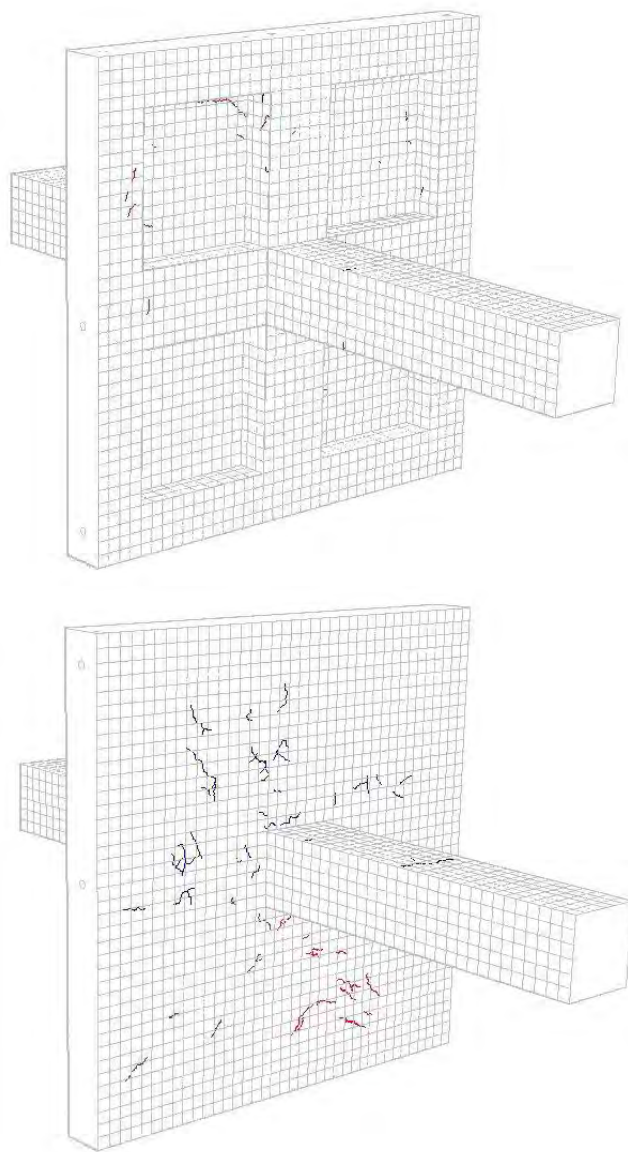
Figura D.41 Desplazamiento: 6 mm.



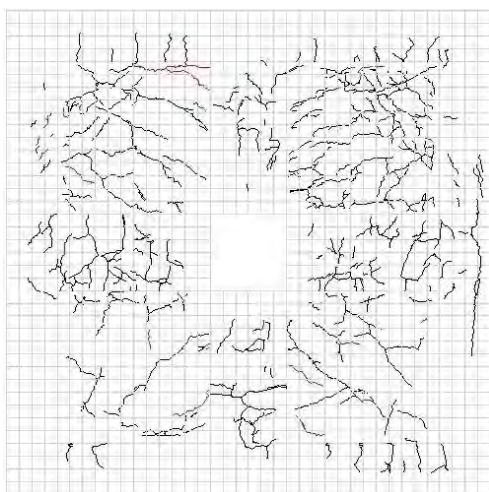
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

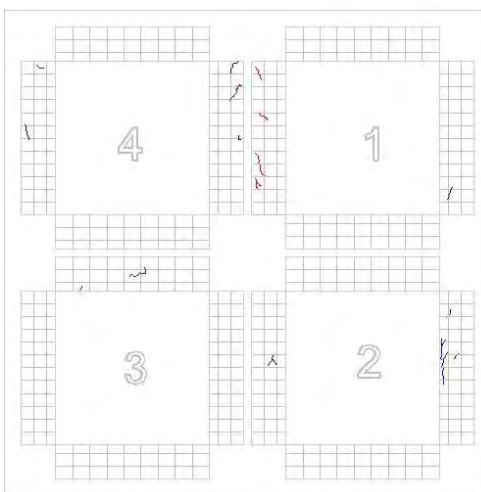
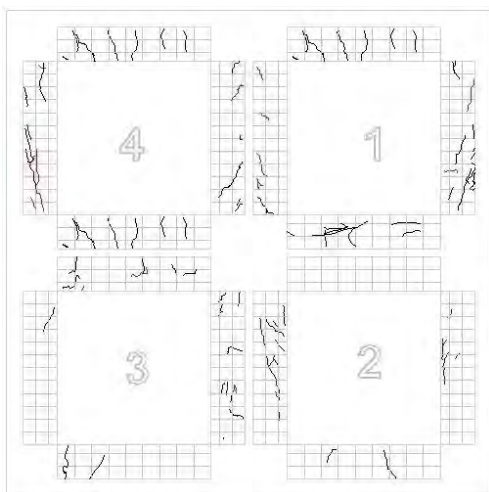
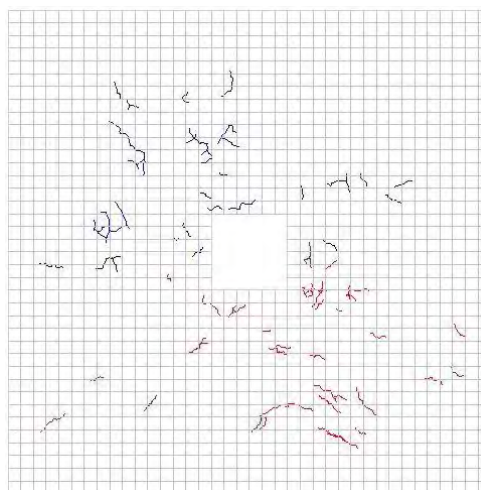
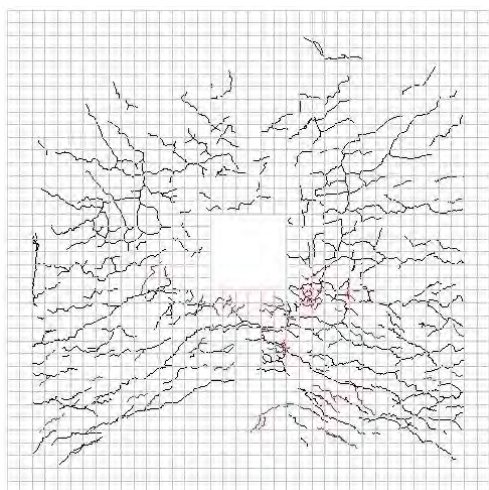
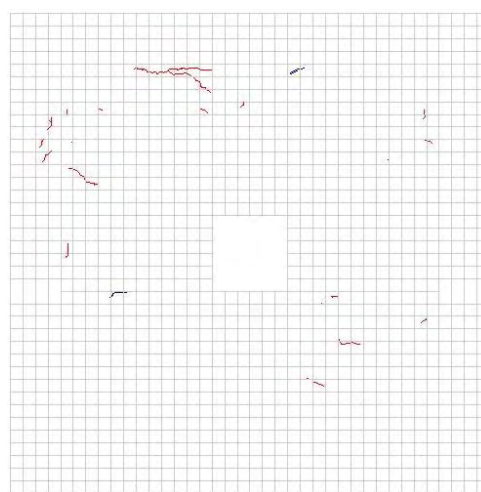
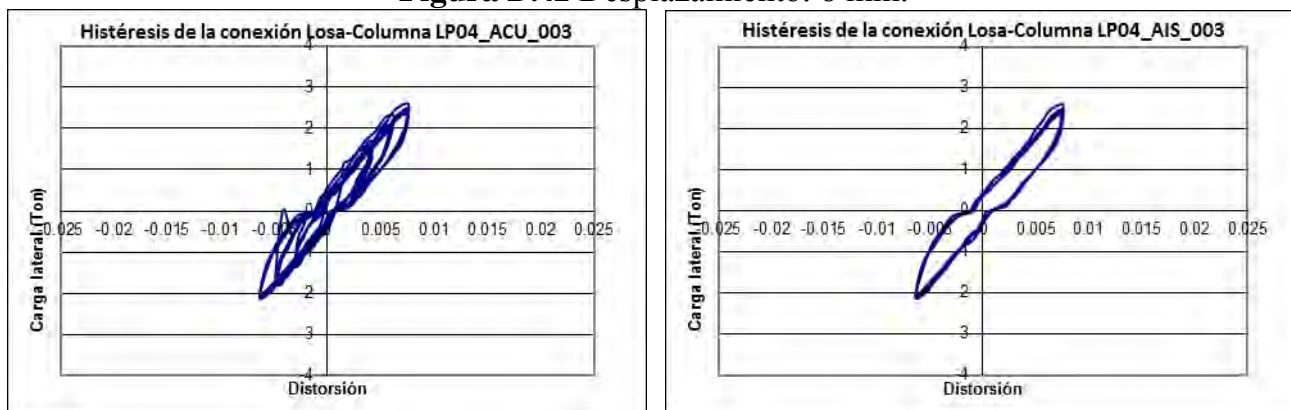
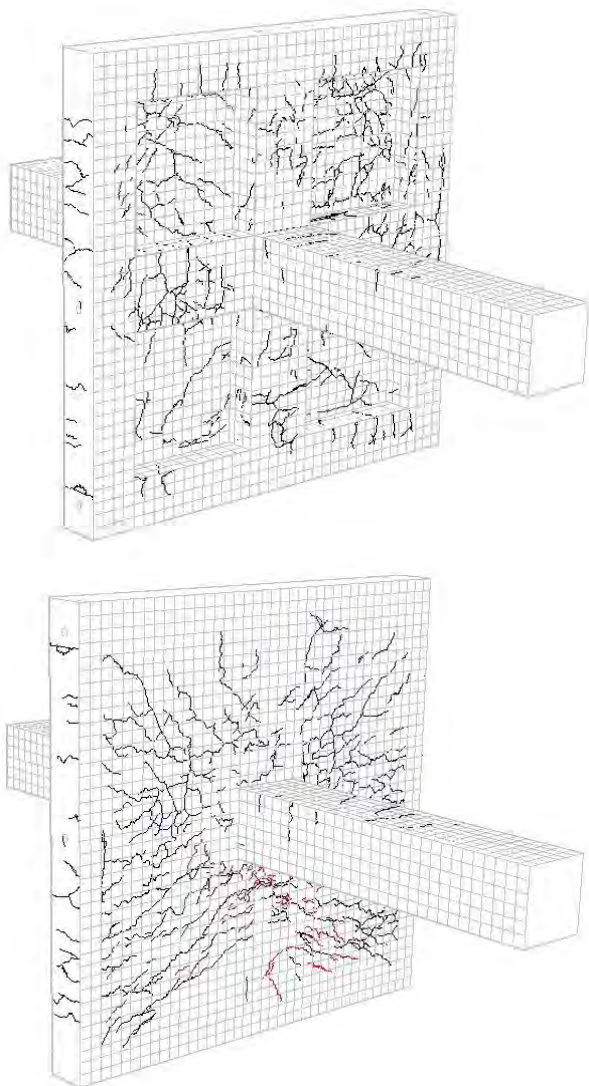


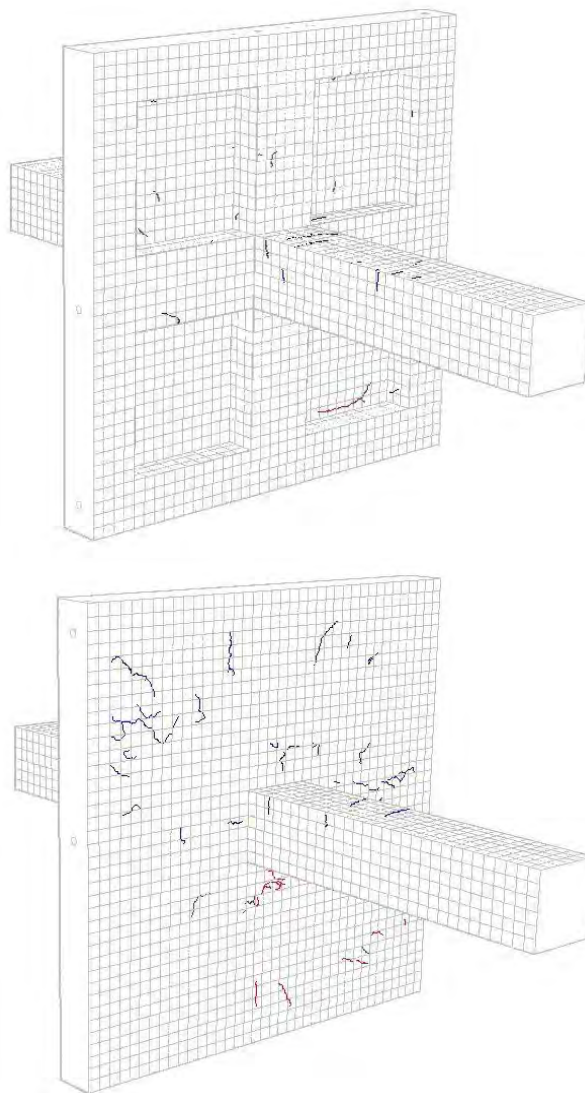
Figura D.42 Desplazamiento: 8 mm.



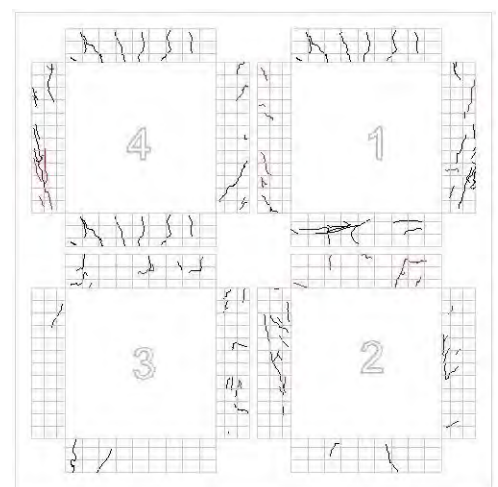
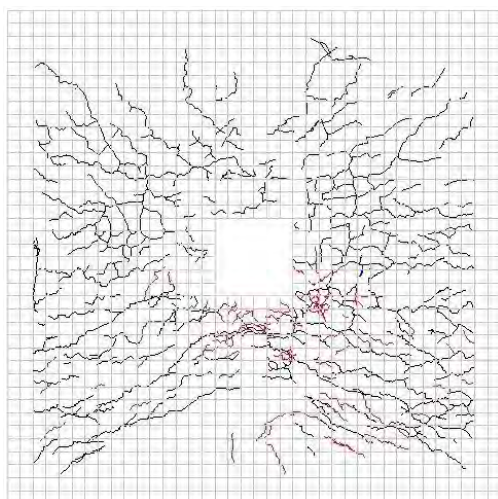
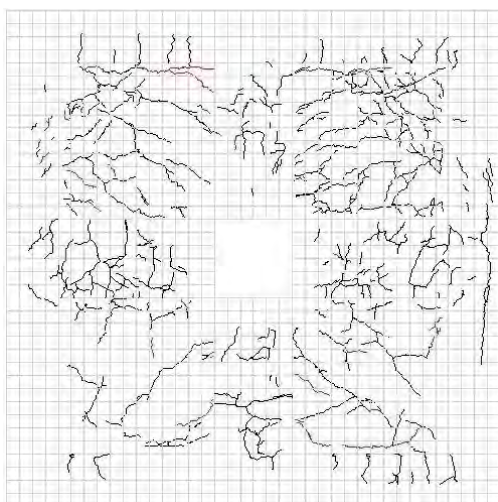
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

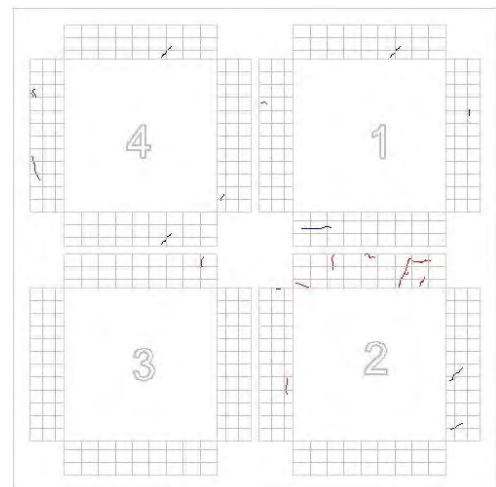
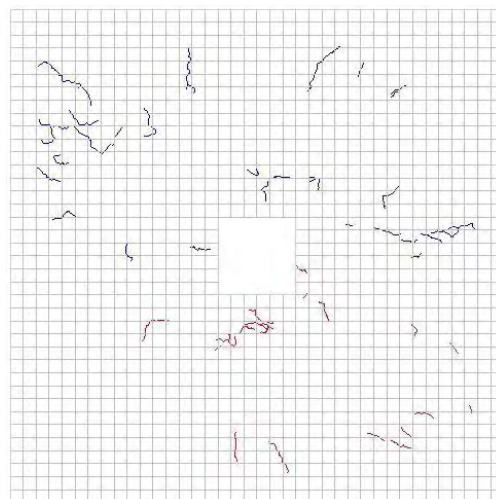
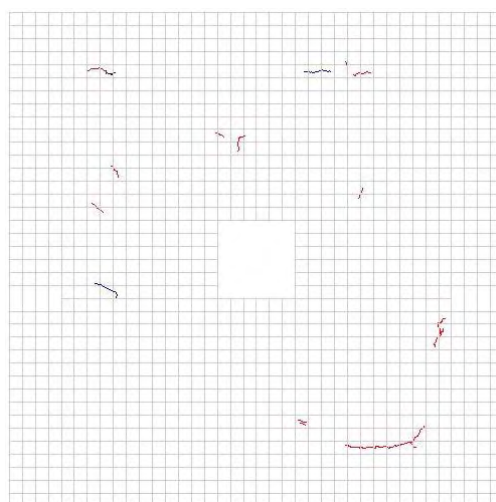
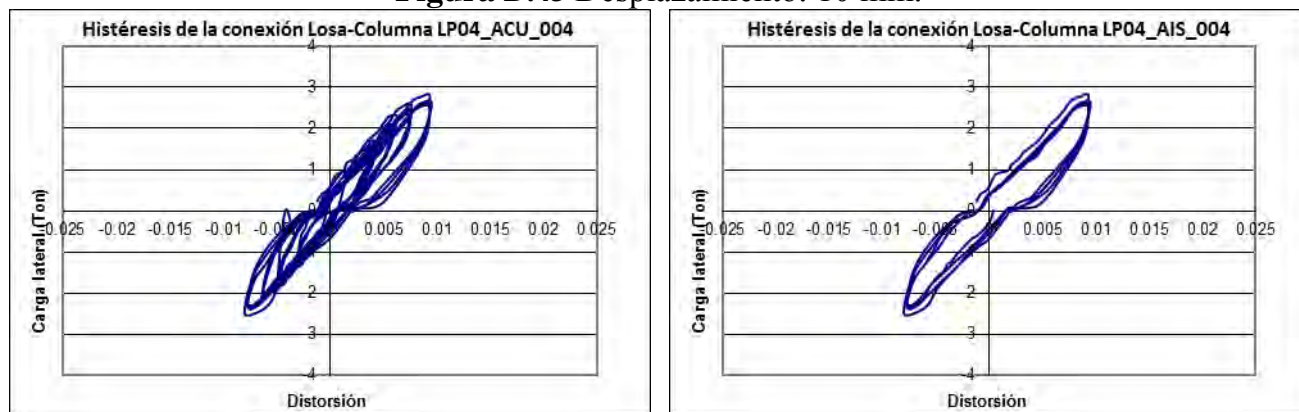
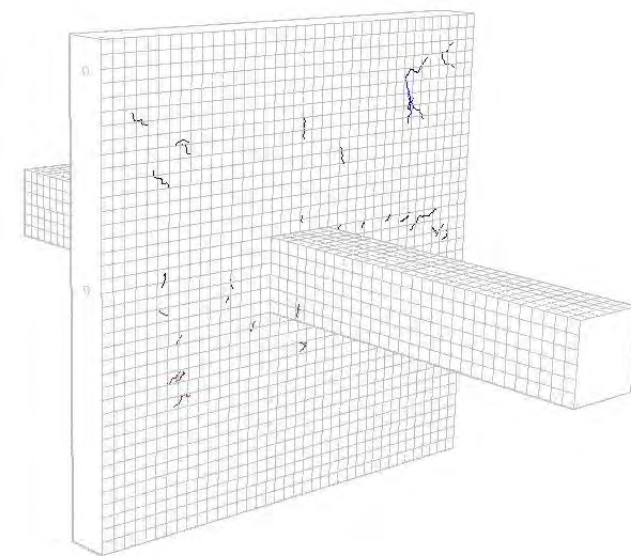
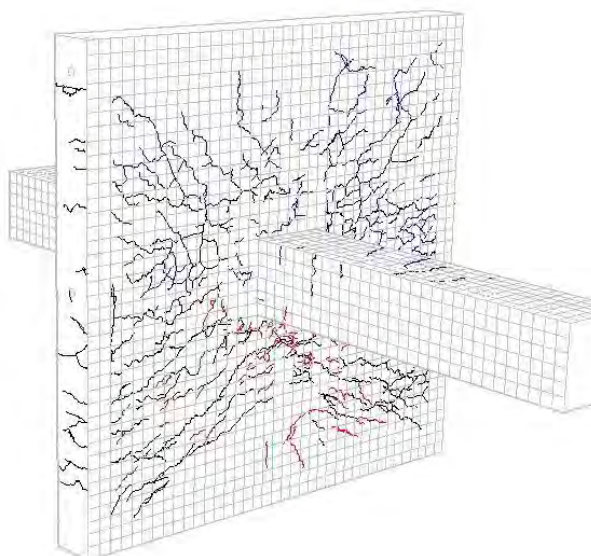
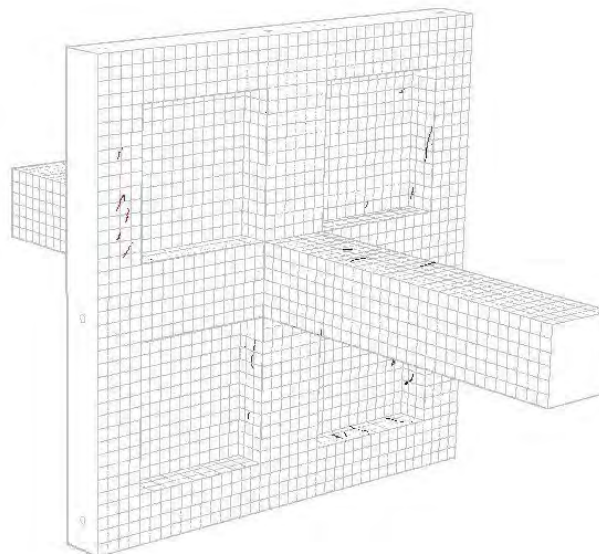
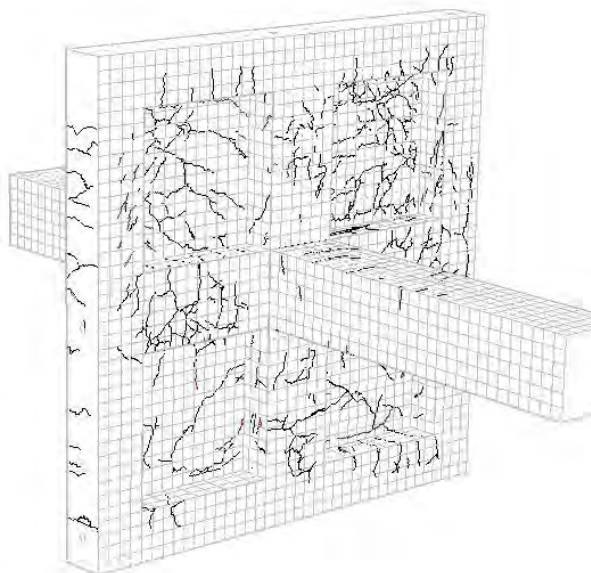


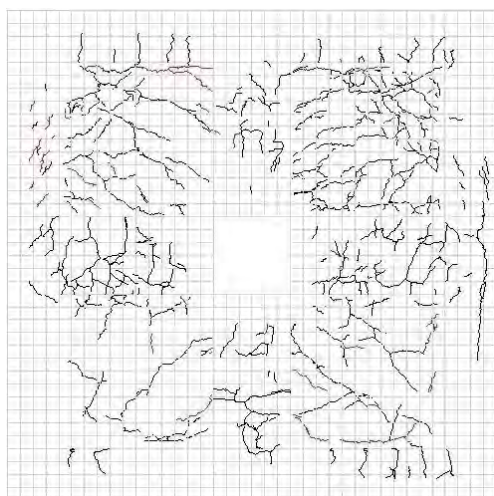
Figura D.43 Desplazamiento: 10 mm.



Daño acumulado.



Daño acumulado.



Daño aislado

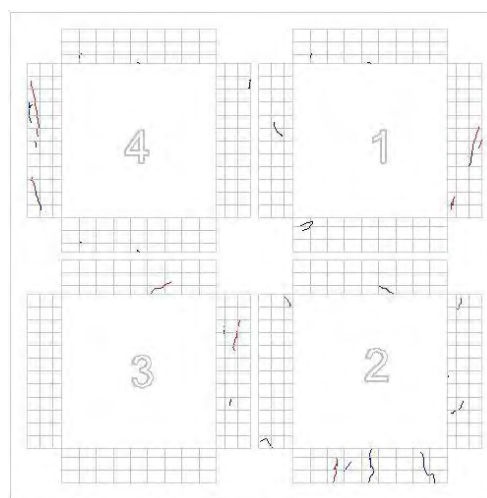
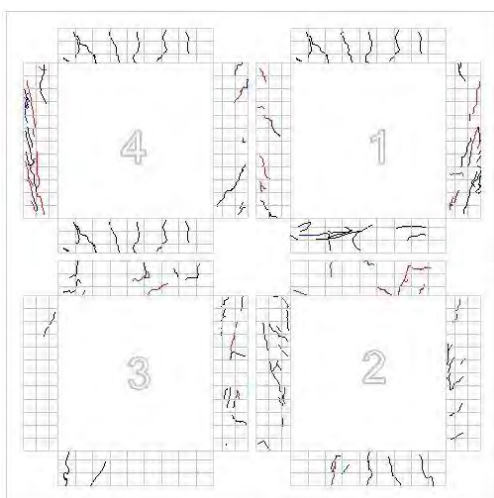
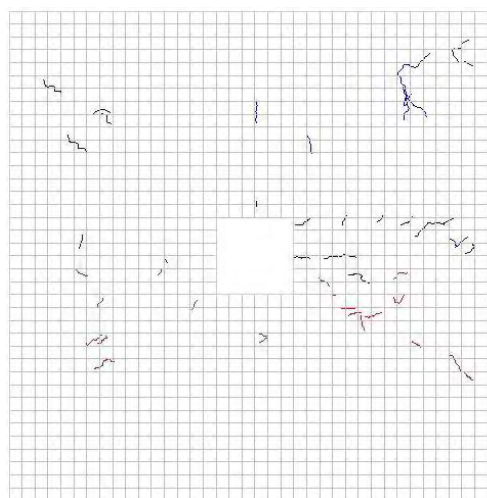
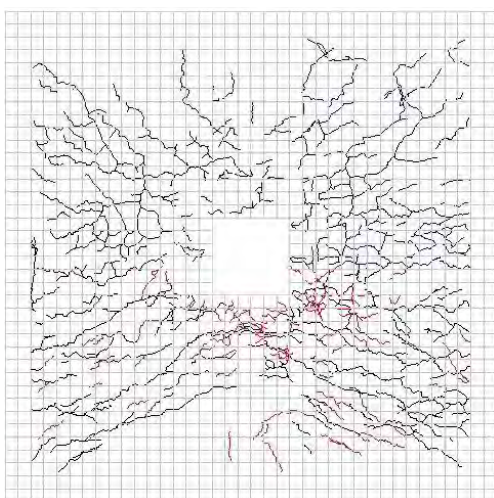
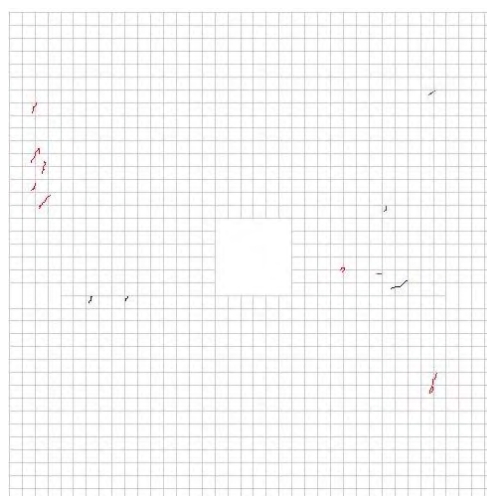
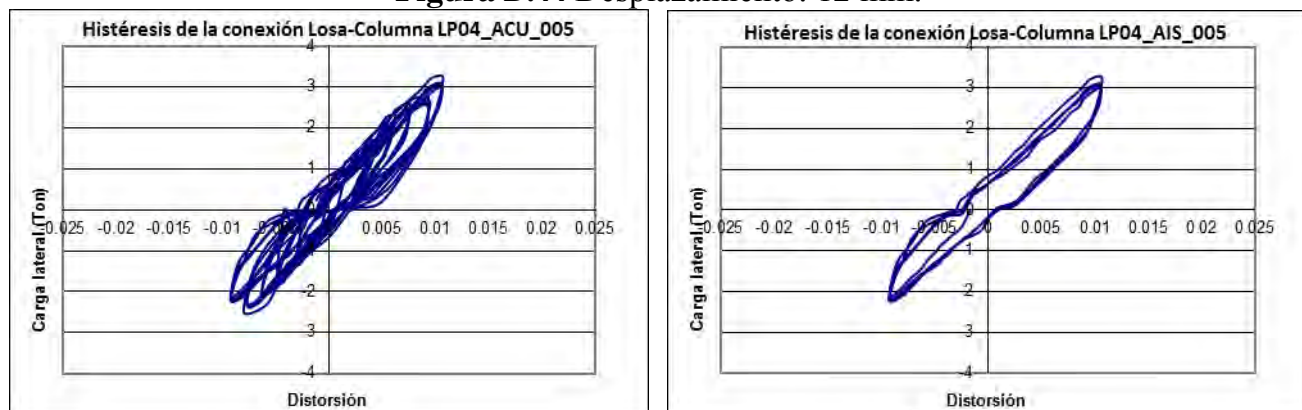
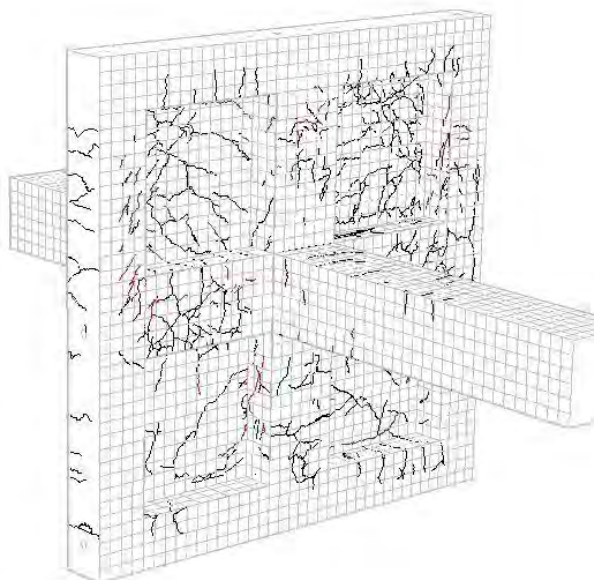


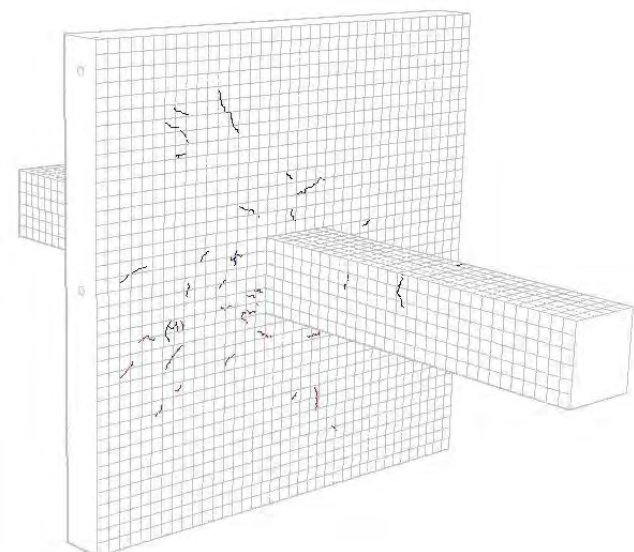
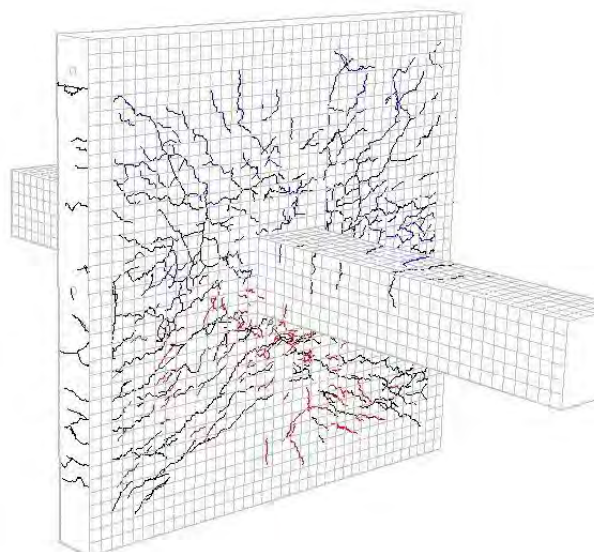
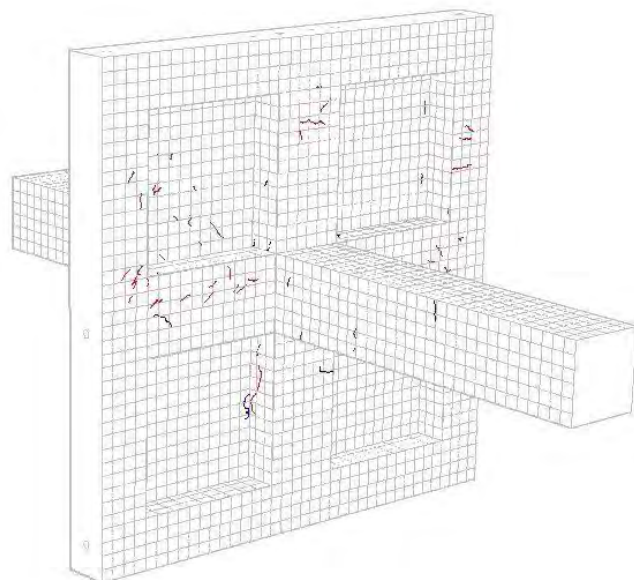
Figura D.44 Desplazamiento: 12 mm.



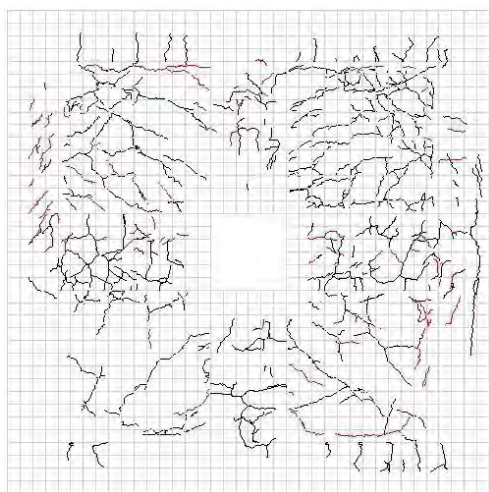
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

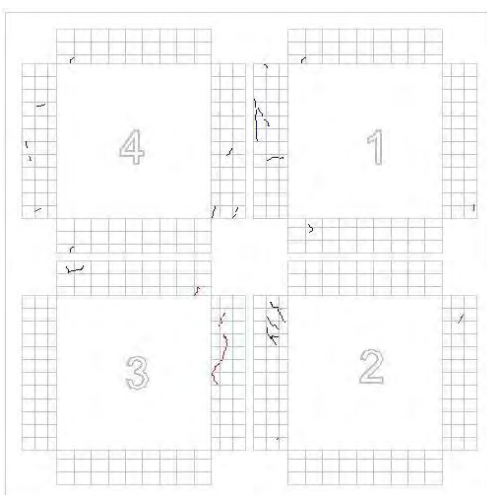
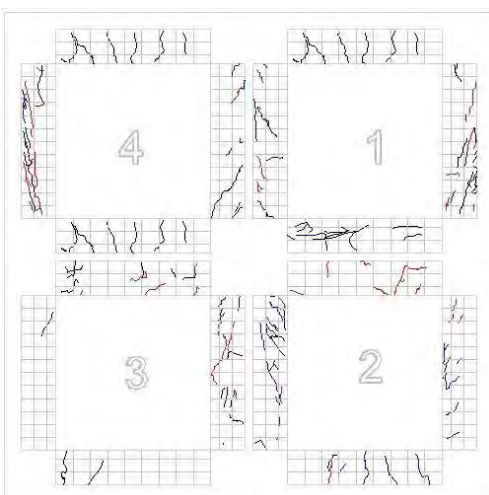
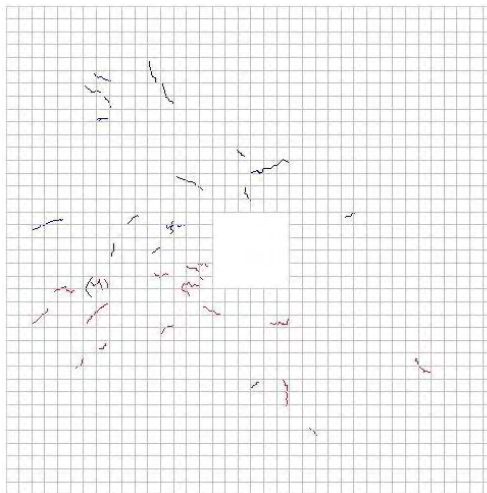
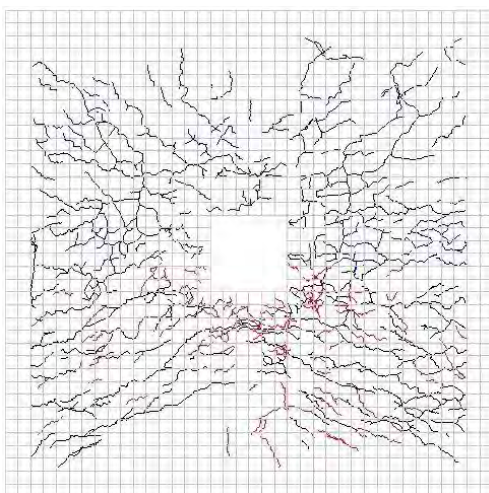
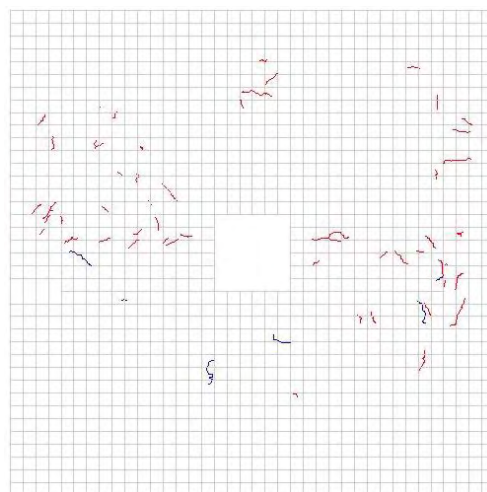
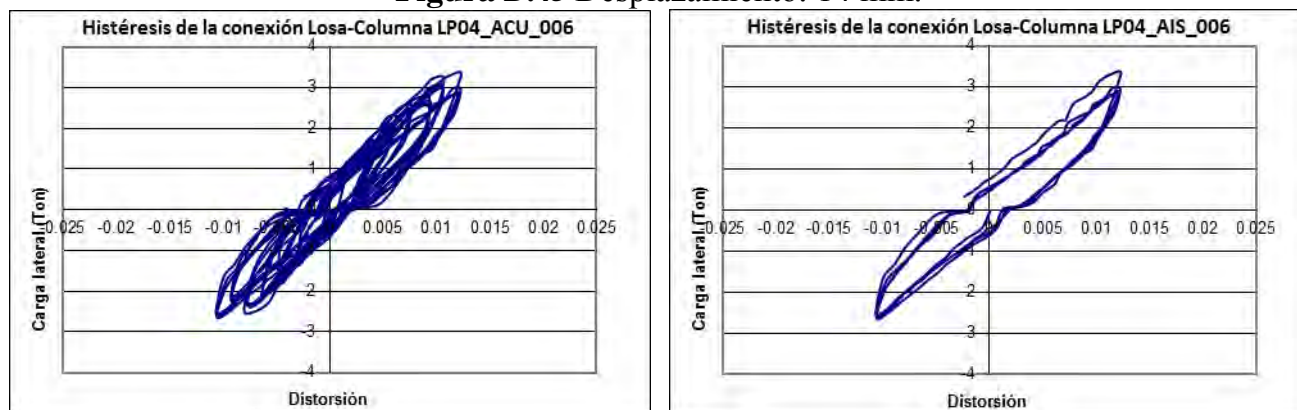
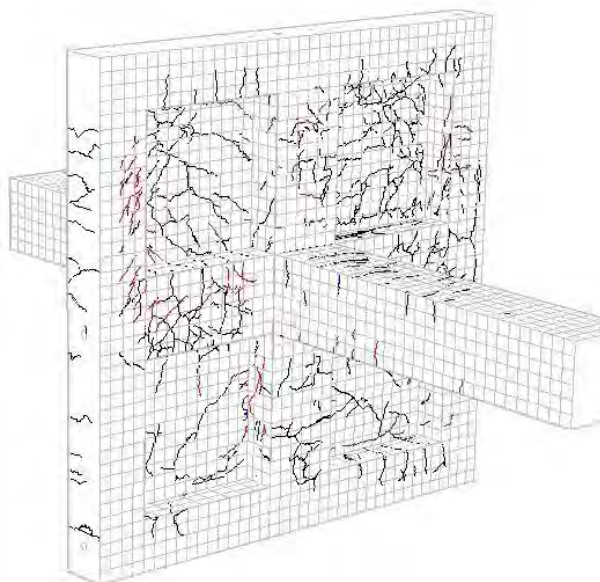


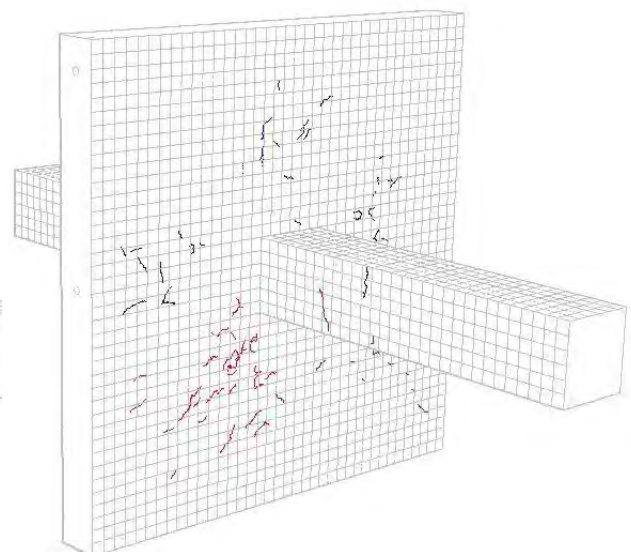
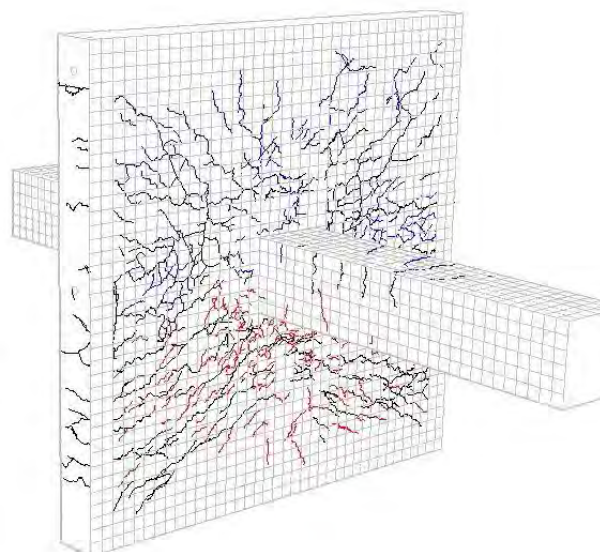
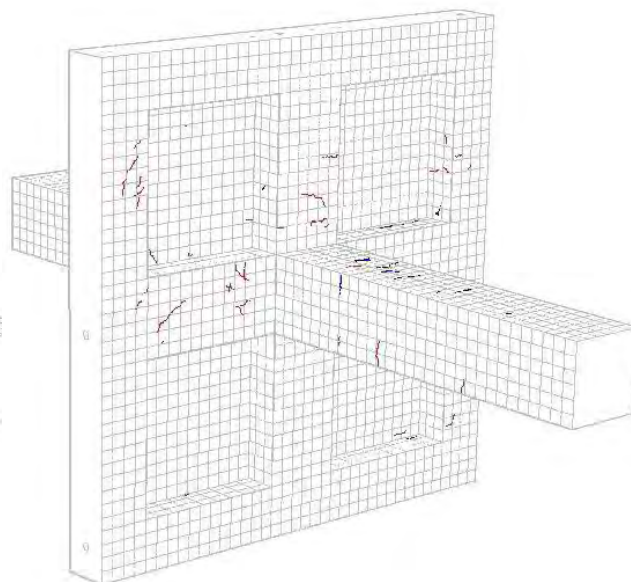
Figura D.45 Desplazamiento: 14 mm.



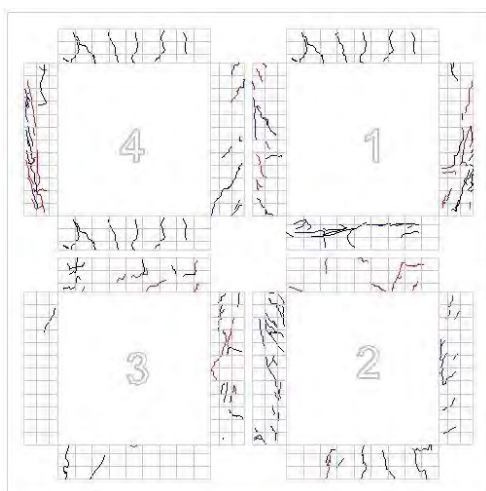
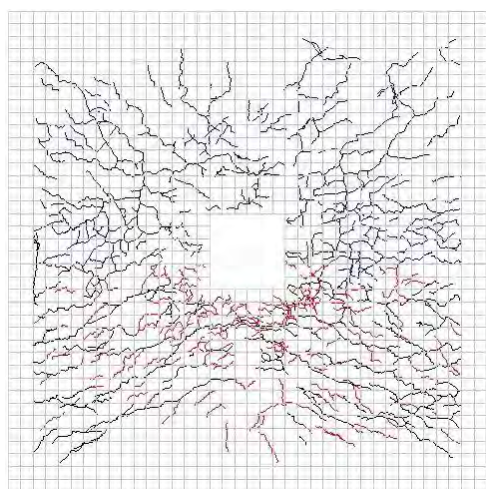
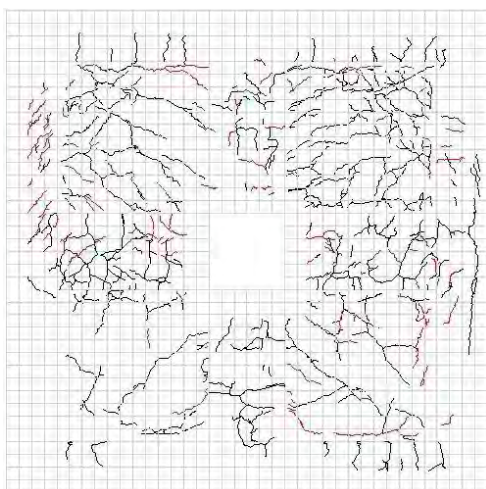
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

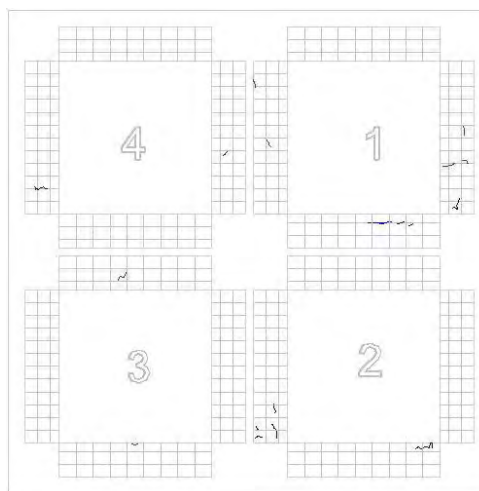
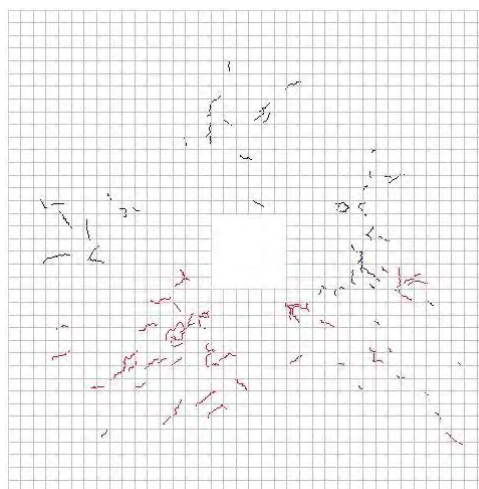
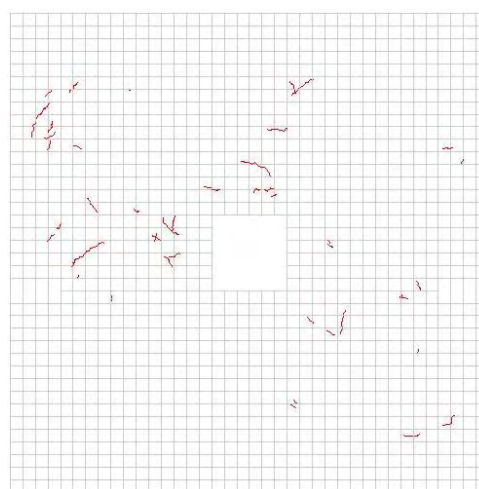
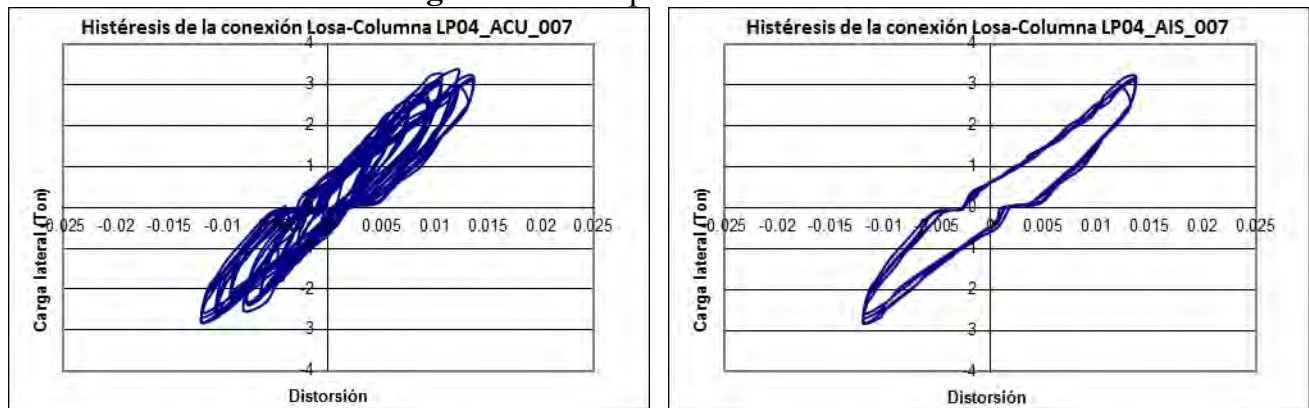
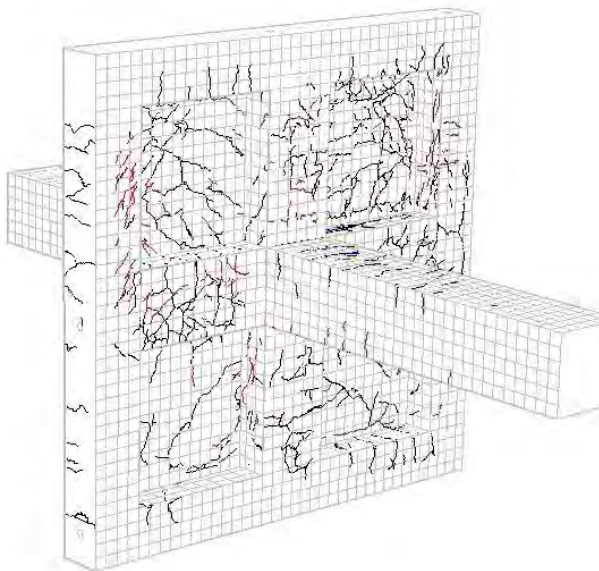


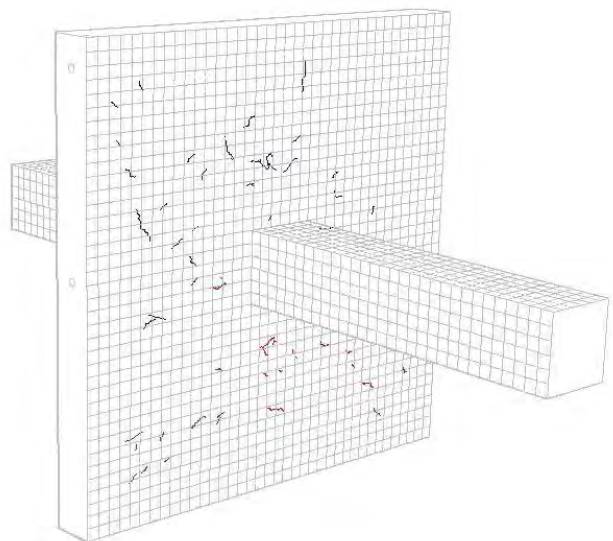
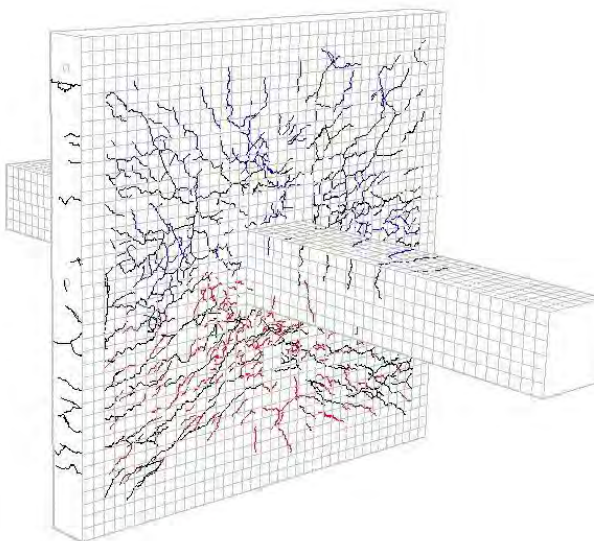
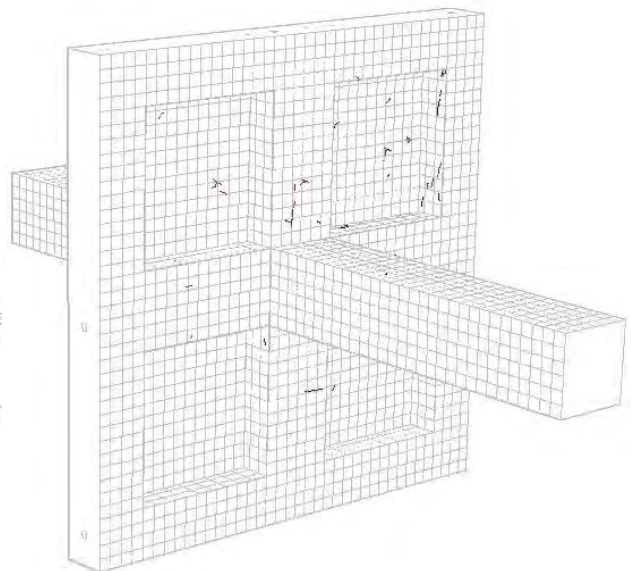
Figura D.46 Desplazamiento: 16 mm.



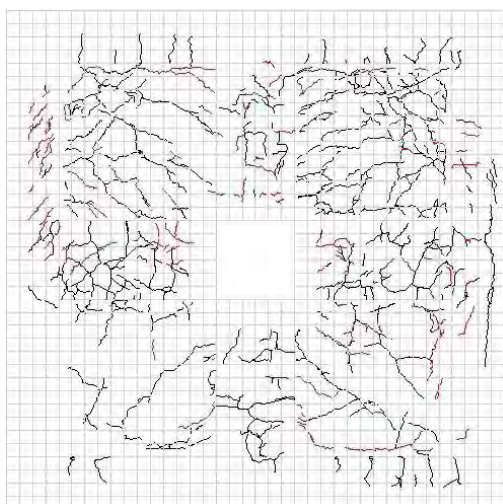
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

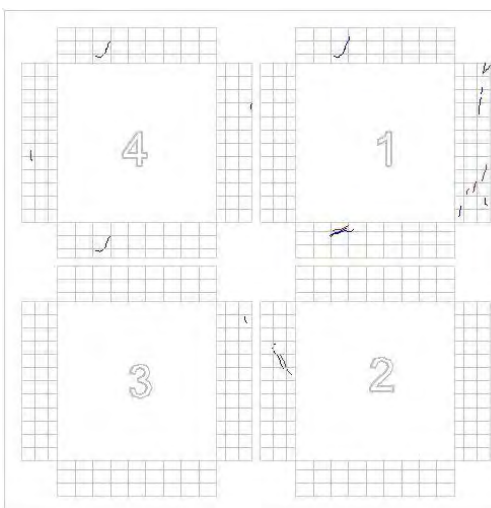
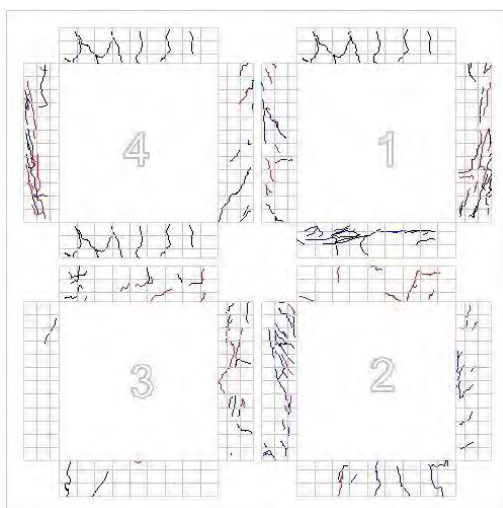
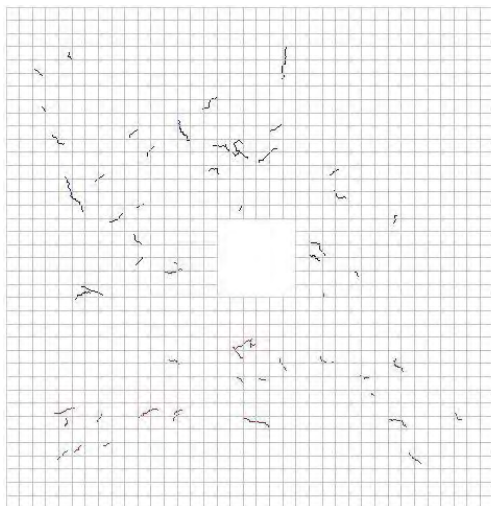
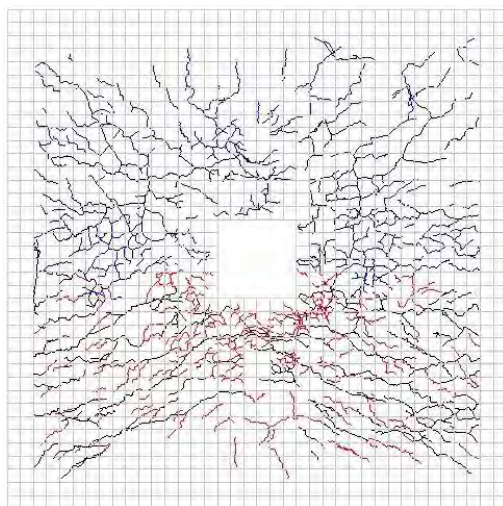
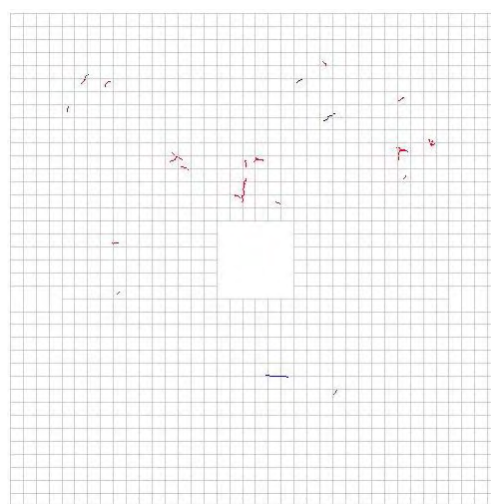
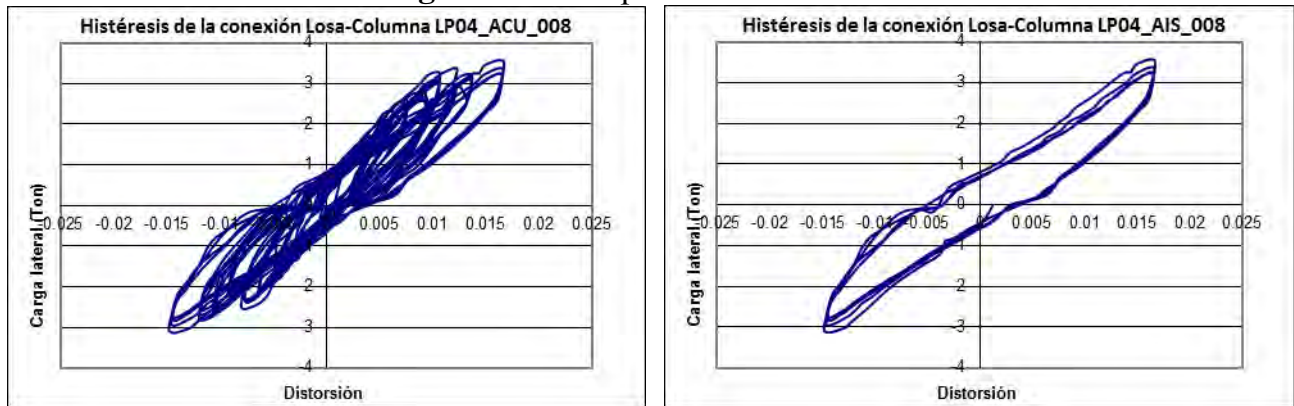
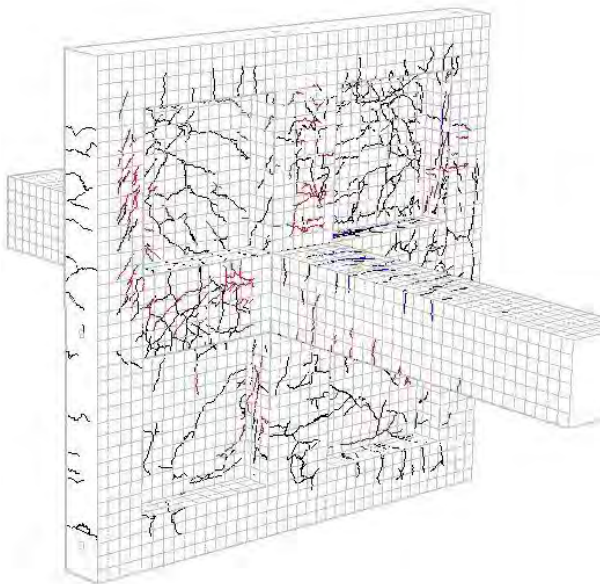


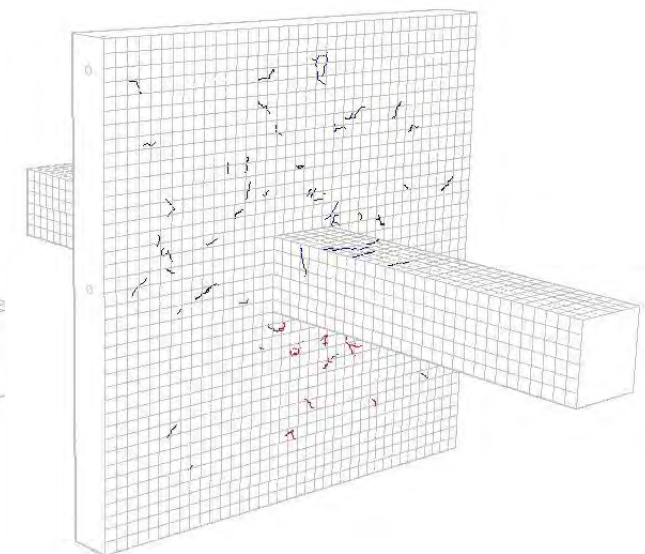
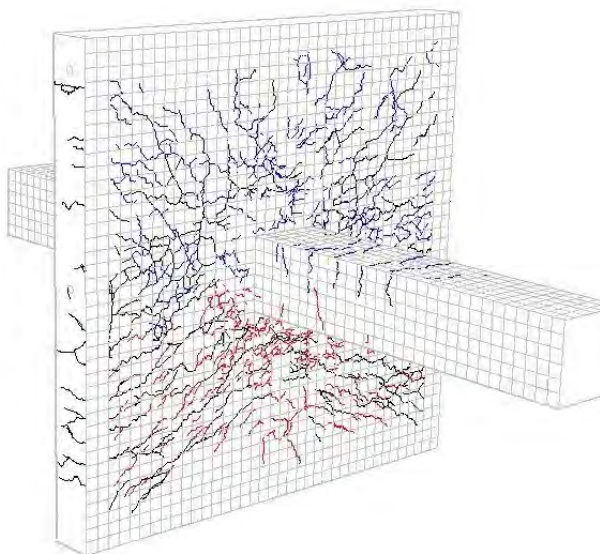
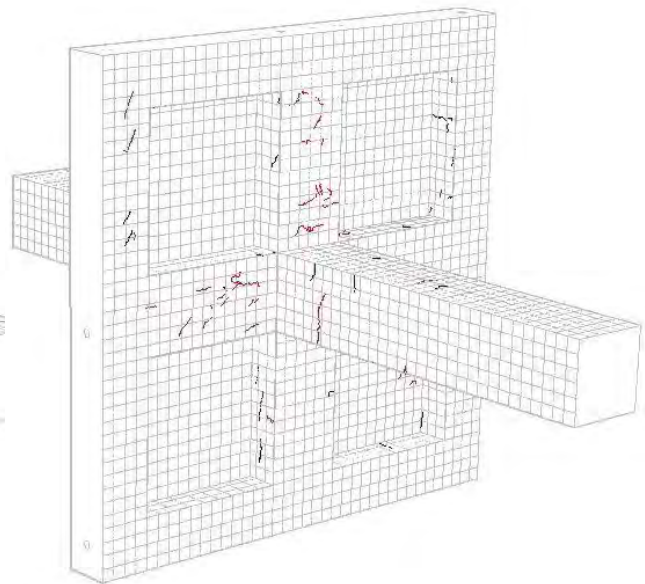
Figura D.47 Desplazamiento: 20 mm.



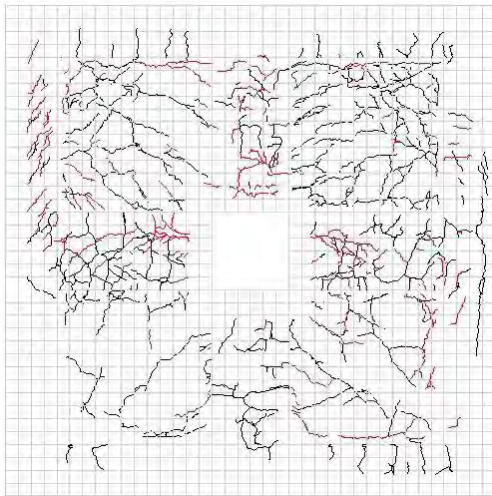
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

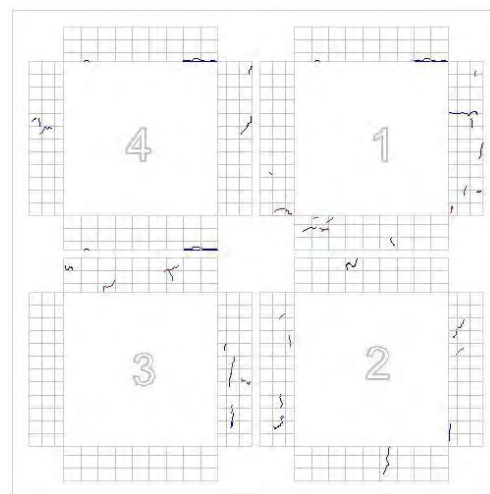
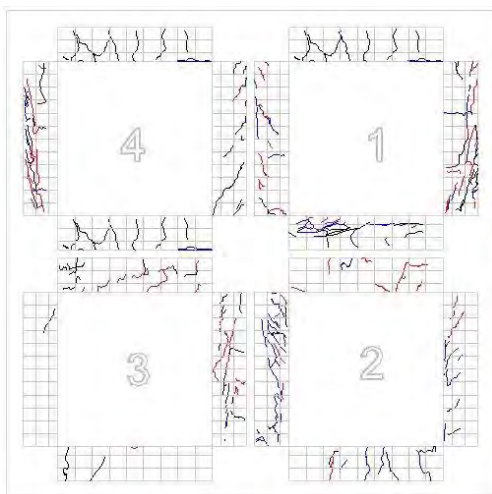
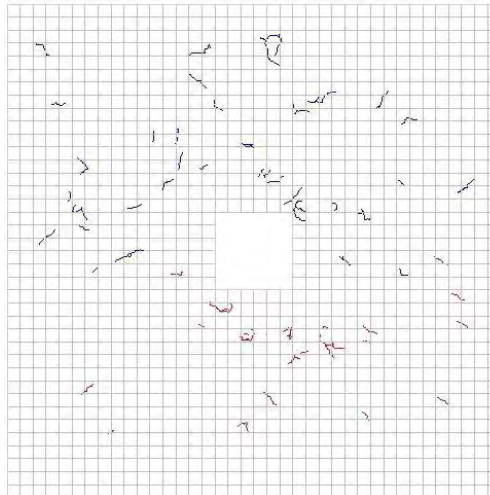
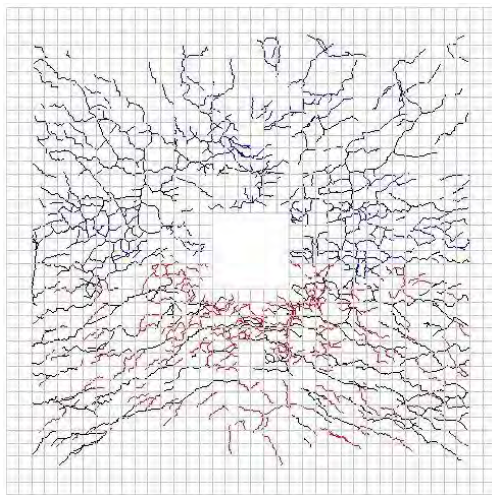
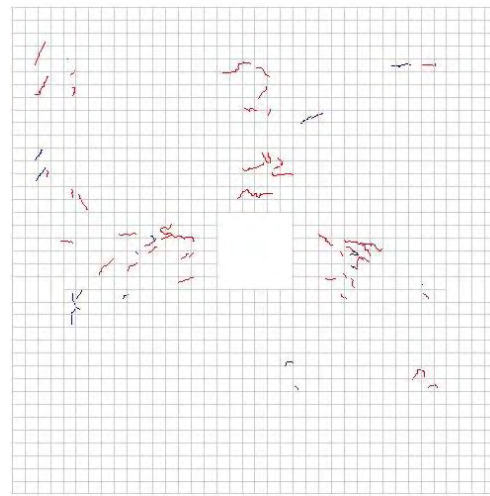
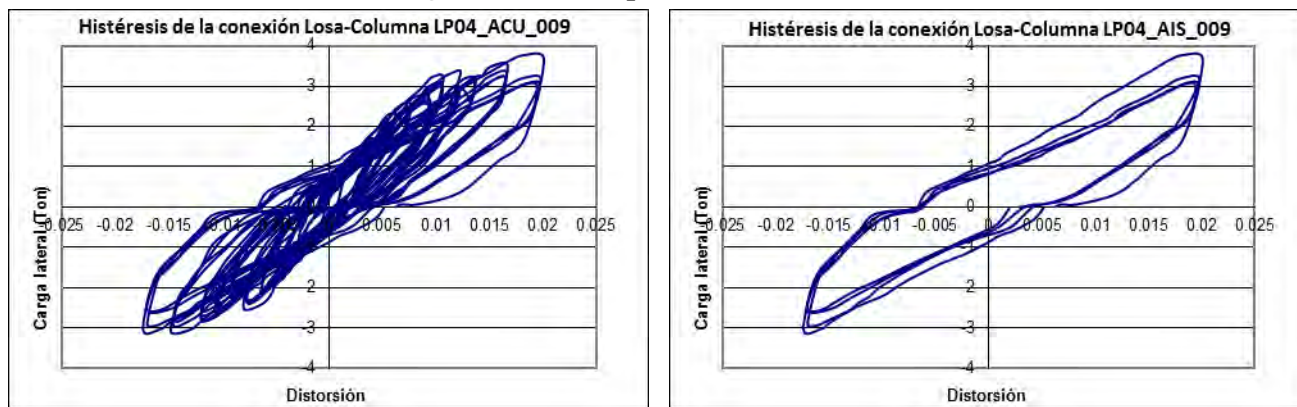
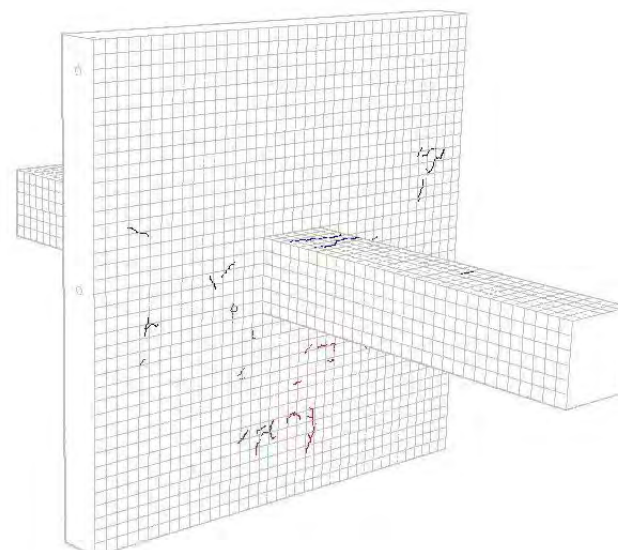
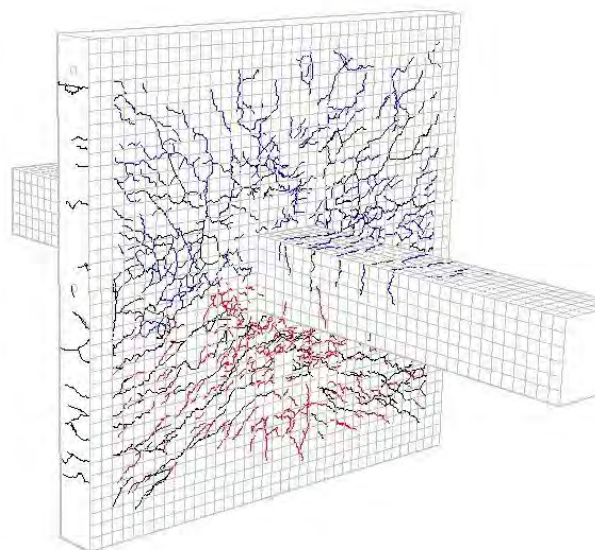
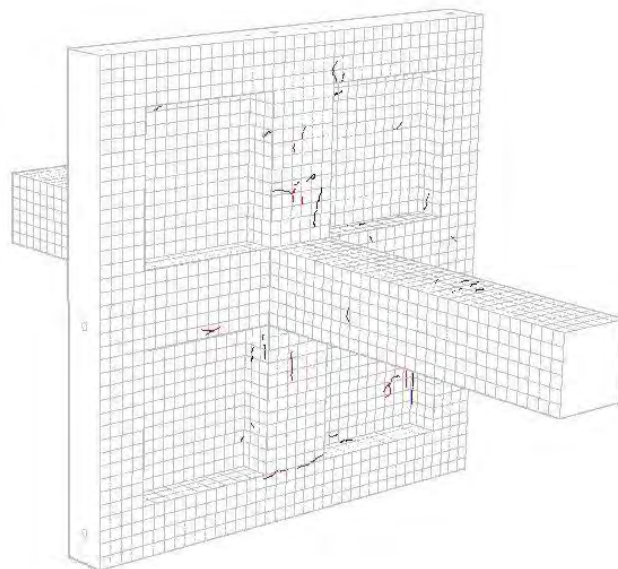
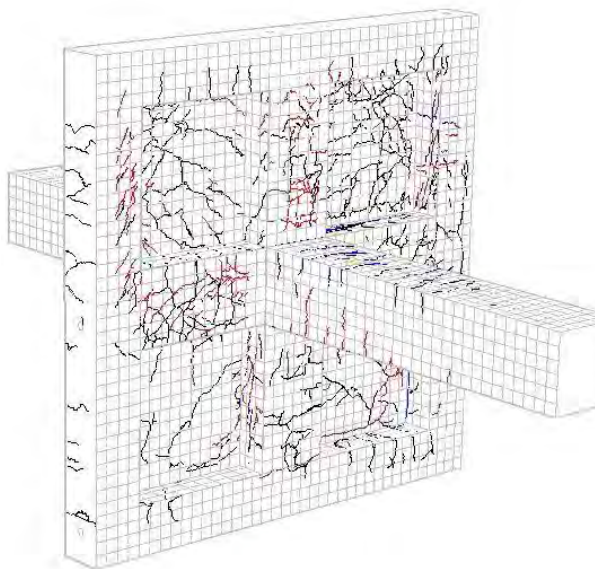


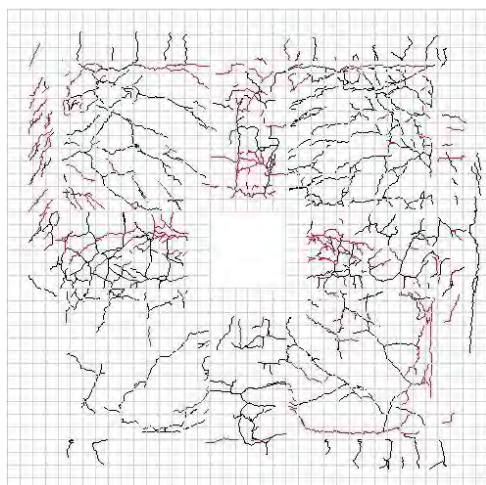
Figura D.48 Desplazamiento: 24 mm.



Daño acumulado.



Daño acumulado.



Daño aislado

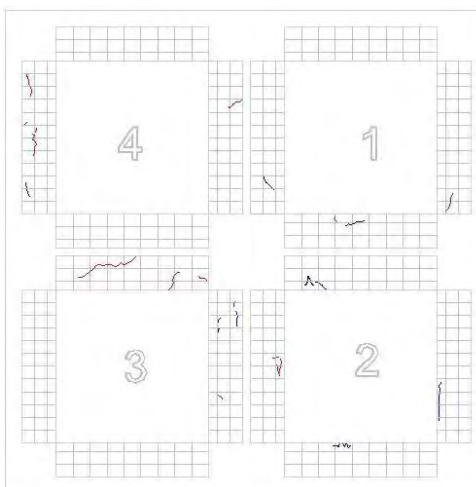
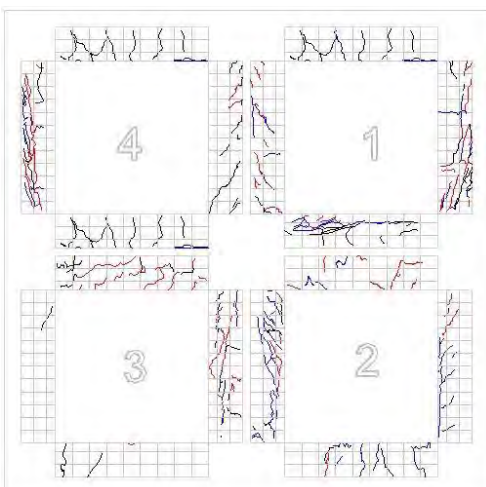
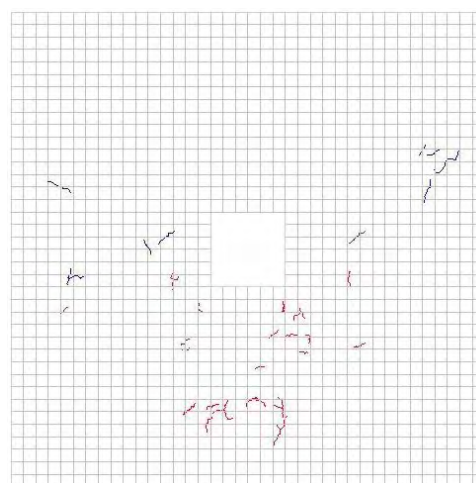
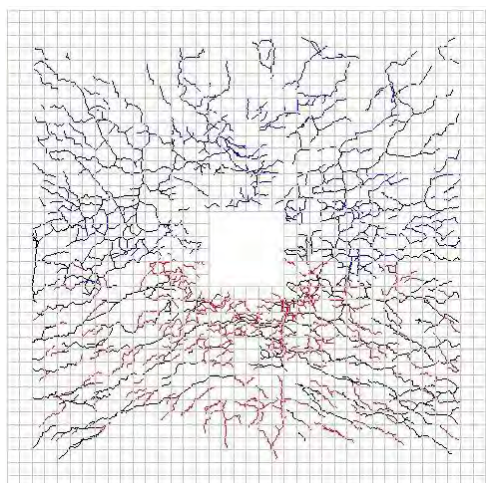
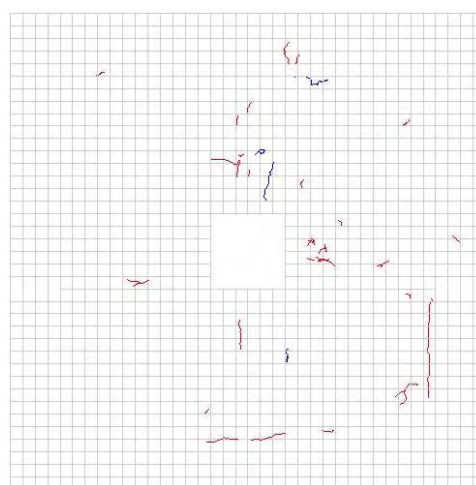
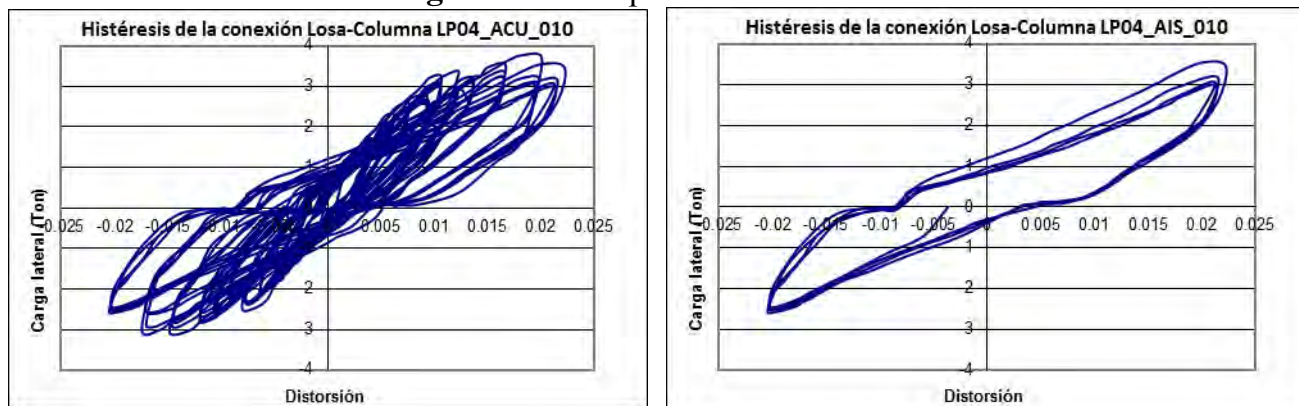
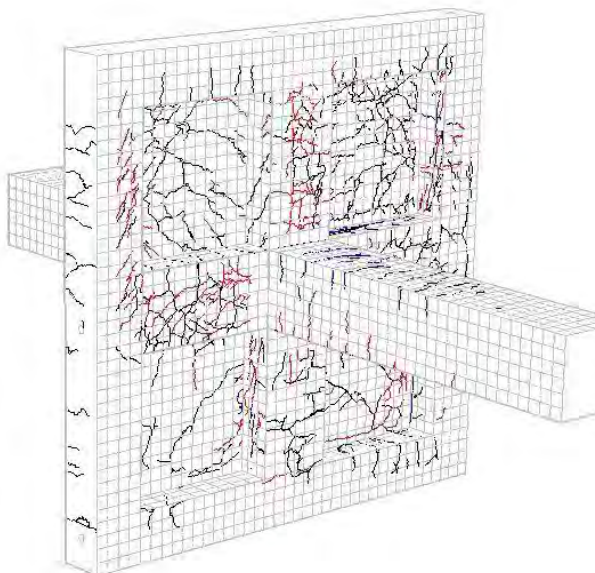


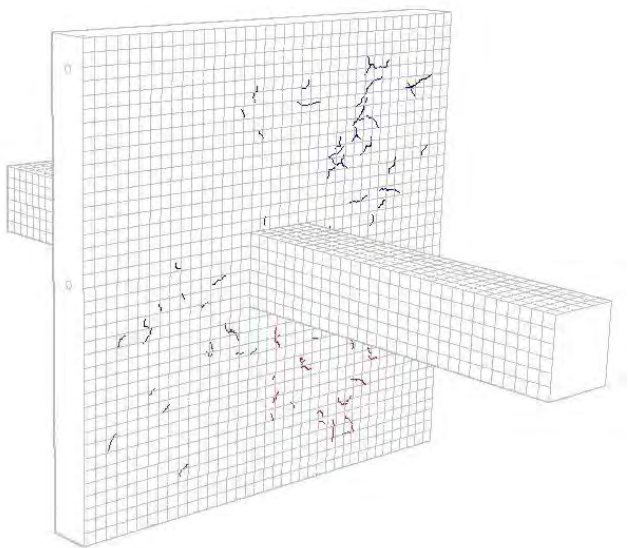
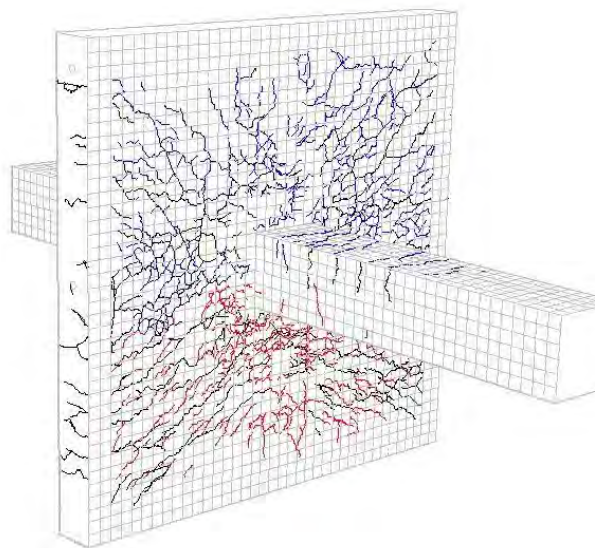
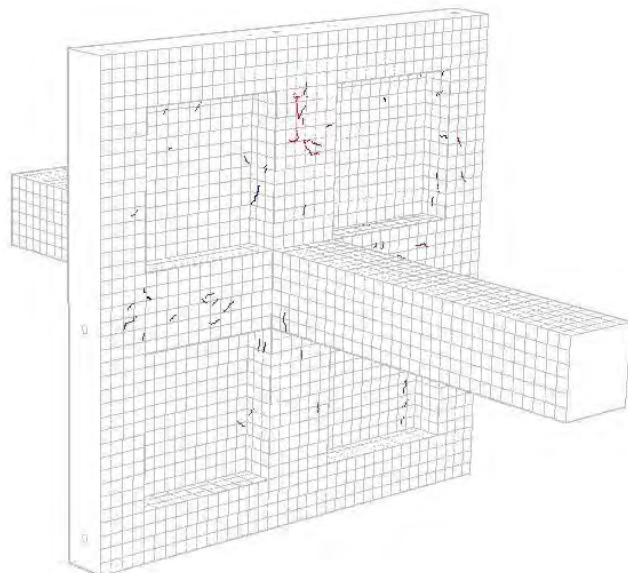
Figura D.49 Desplazamiento: 28 mm.



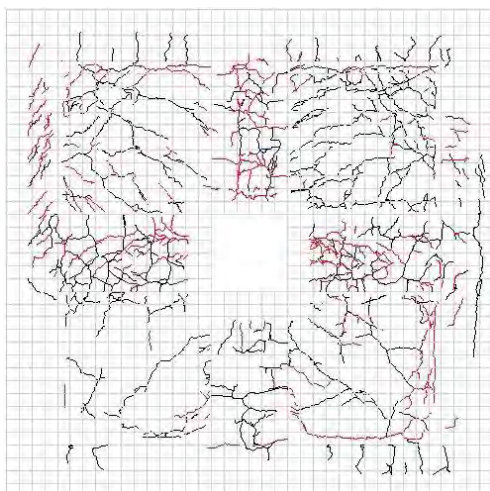
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

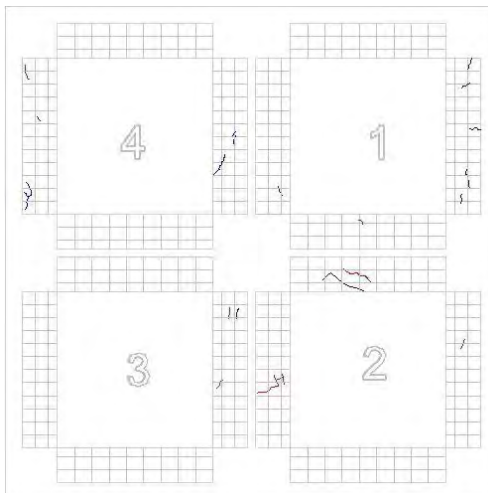
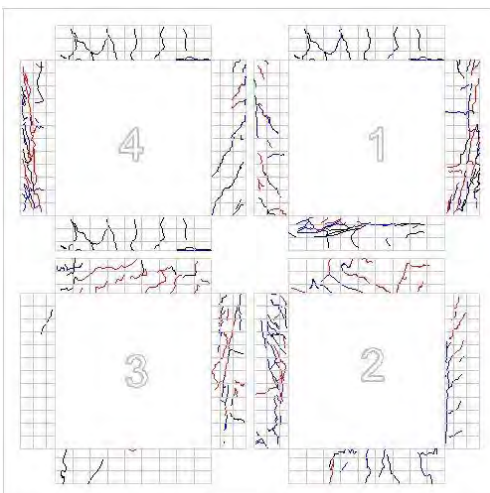
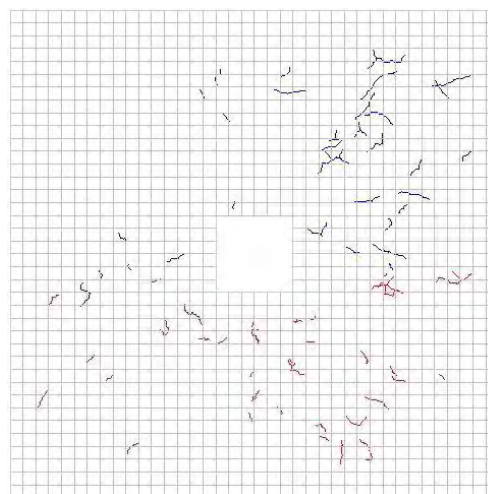
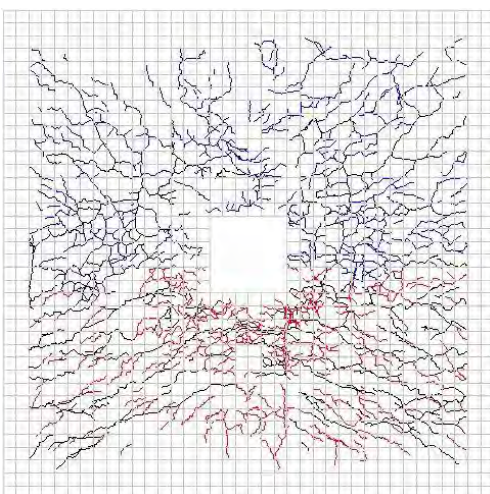
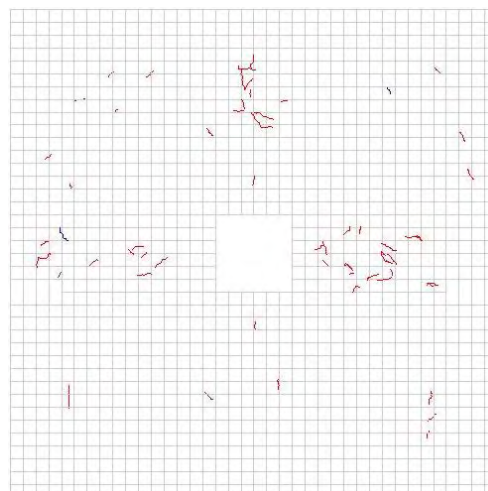
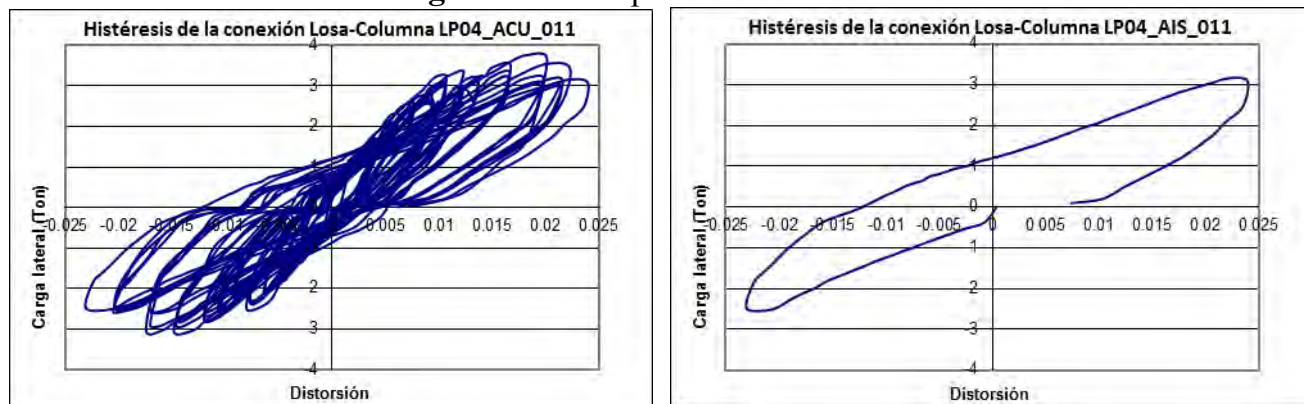
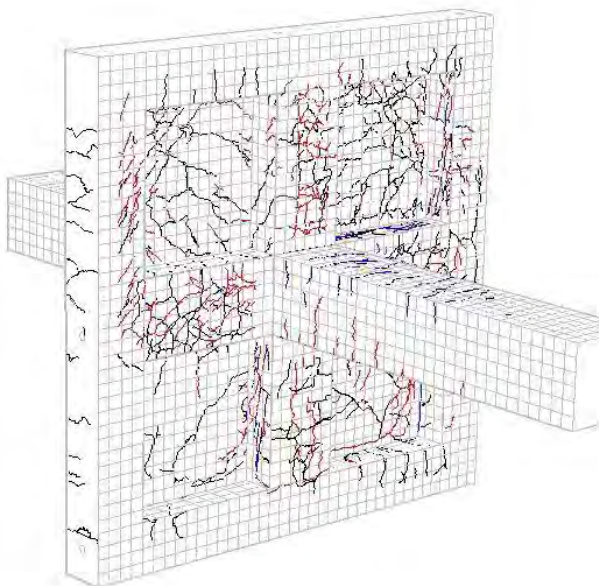


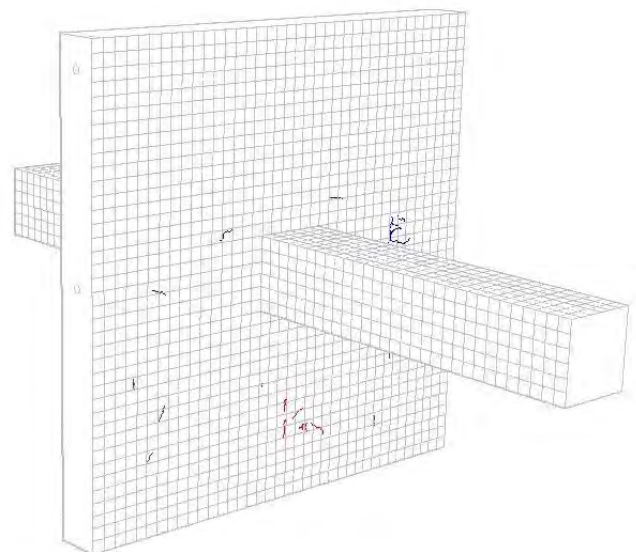
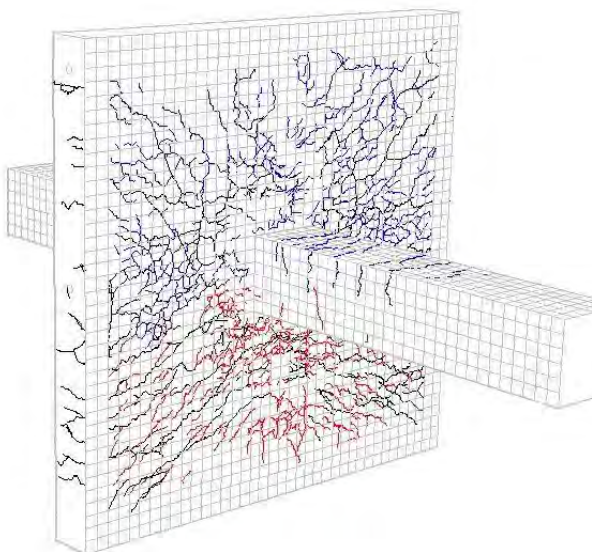
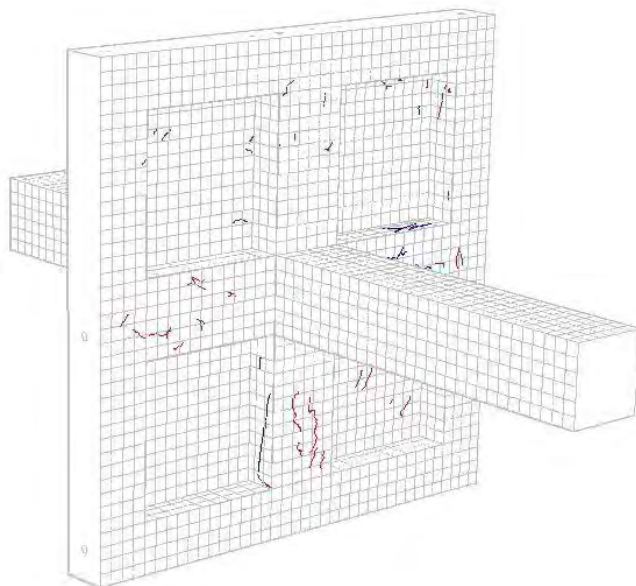
Figura D.50 Desplazamiento: 32 mm.



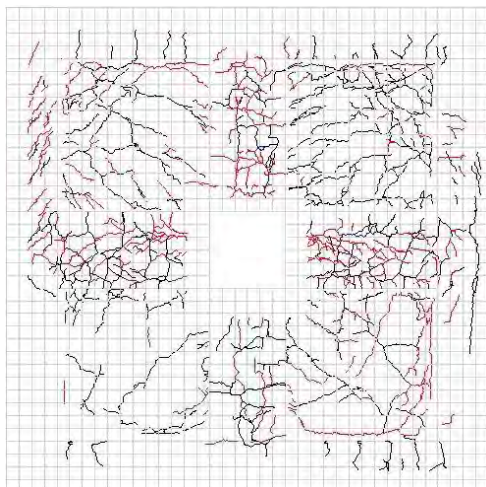
Daño acumulado.



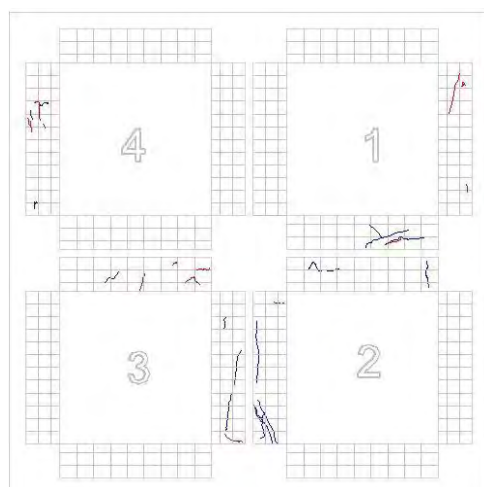
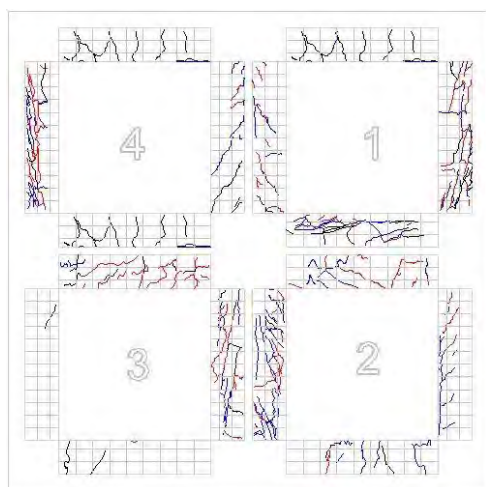
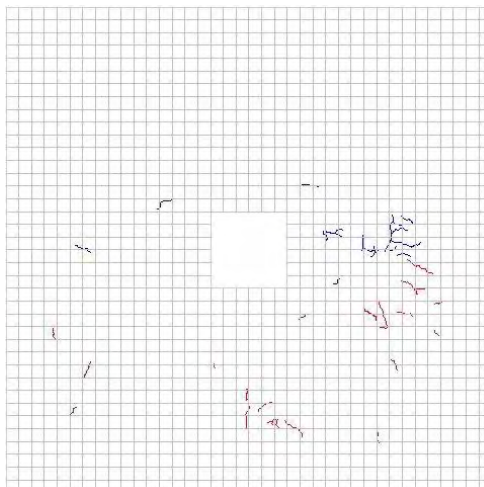
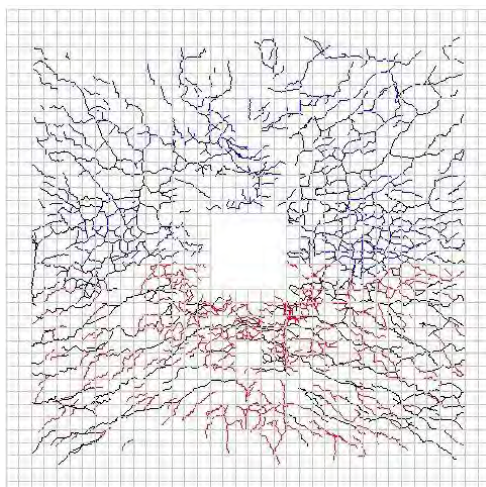
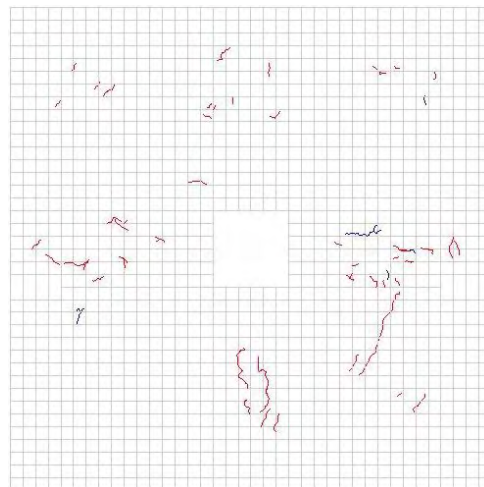
Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado



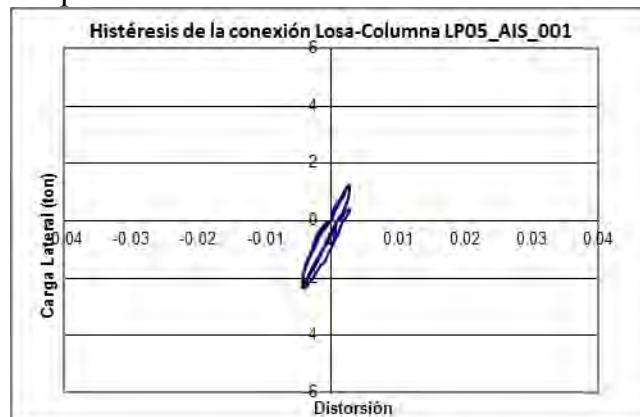
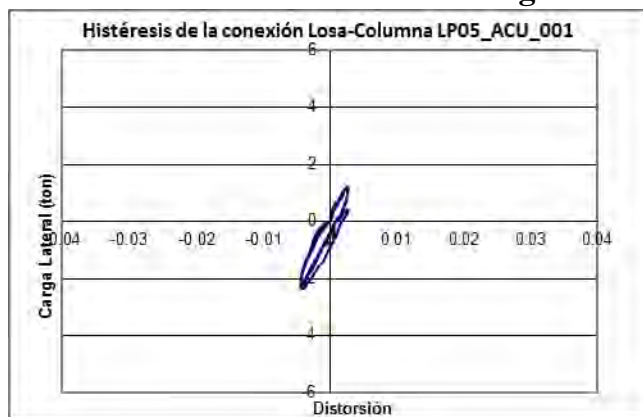
D.5 Espécimen LP-05: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

En la tabla D.4 se muestra el valor del desplazamiento objetivo en cada incremento.

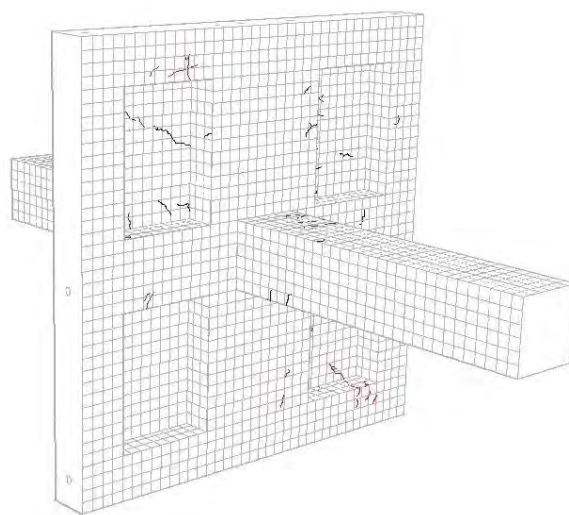
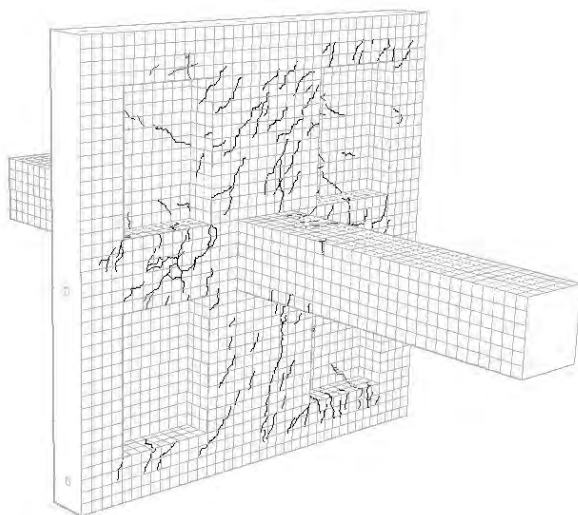
Tabla D.4 Desplazamiento Objetivo LP-05

Incrementos	Desplazamiento máximo (mm)
1	4
2	6
3	8
4	10
5	12
6	14
7	16
8	20
9	24
10	28
11	32
12	36
13	40
14	44

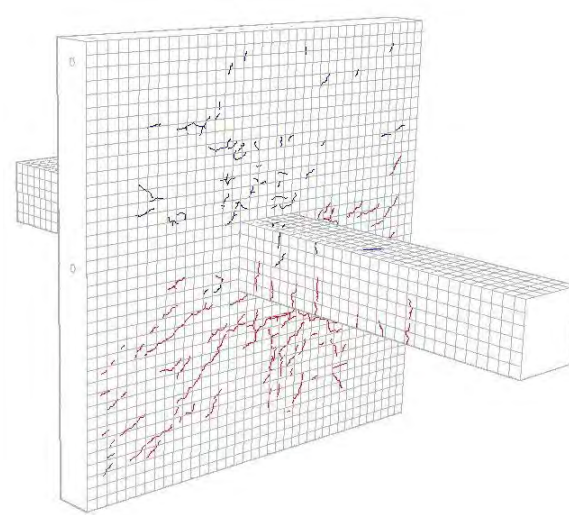
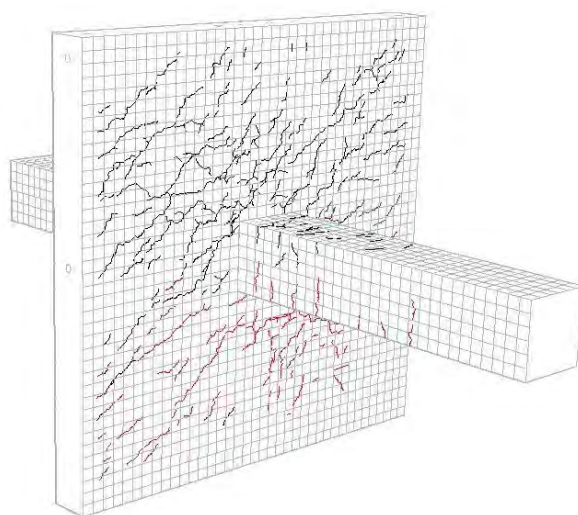
Figura D.51 Desplazamiento: 4 mm.



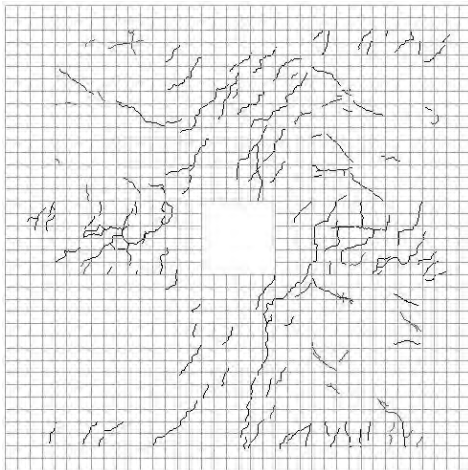
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

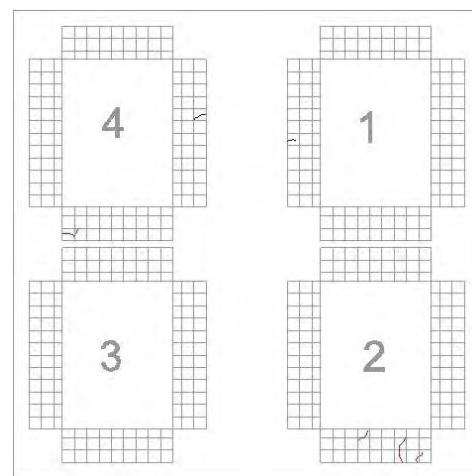
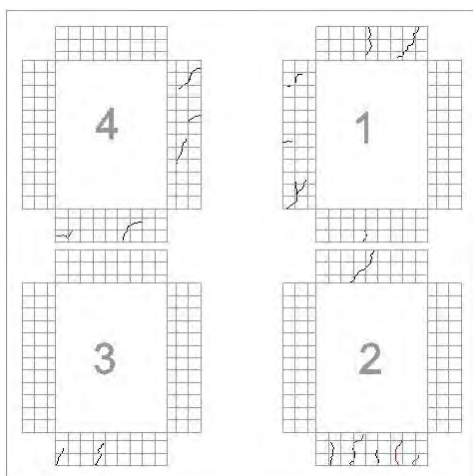
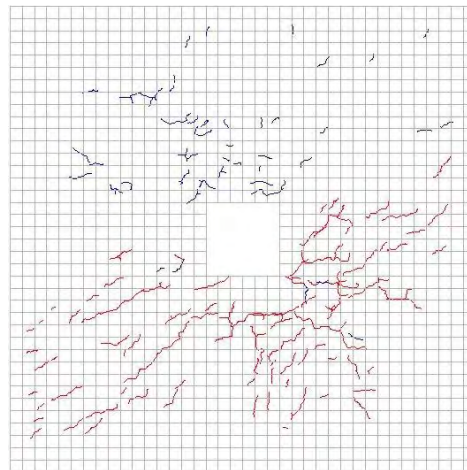
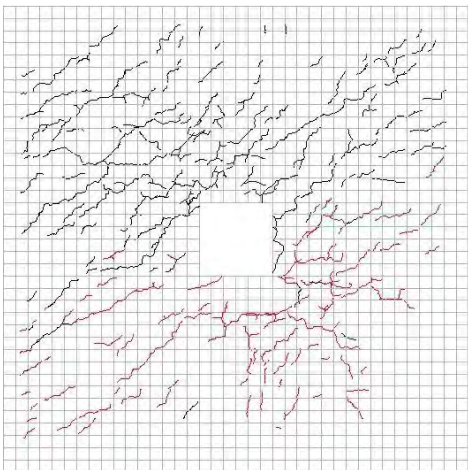
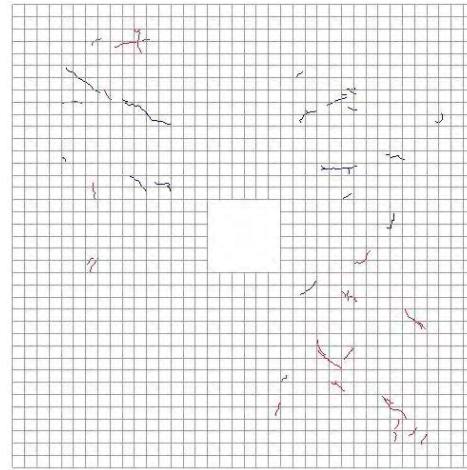
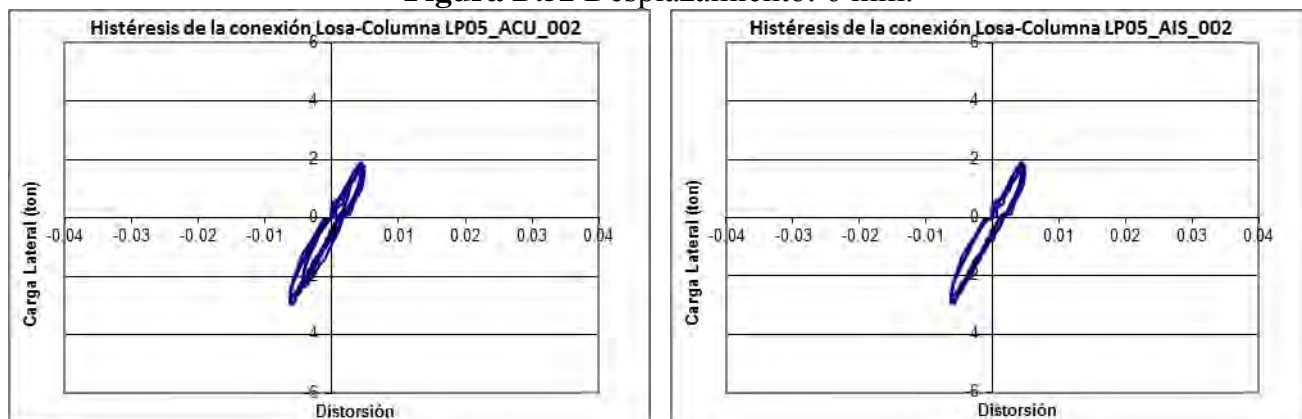
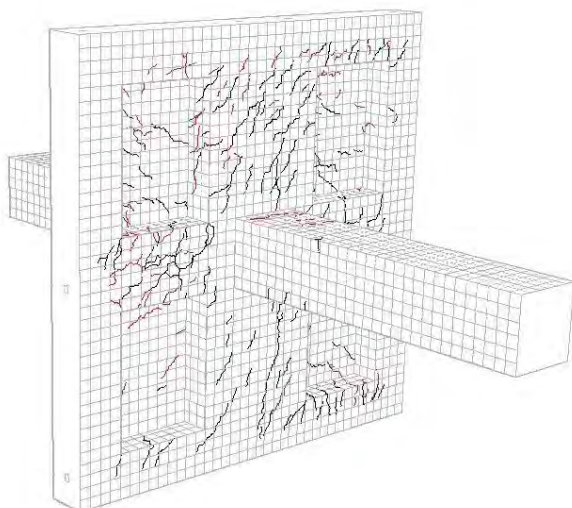


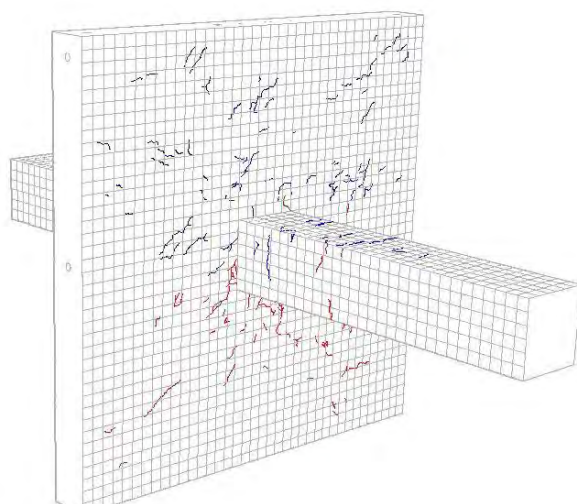
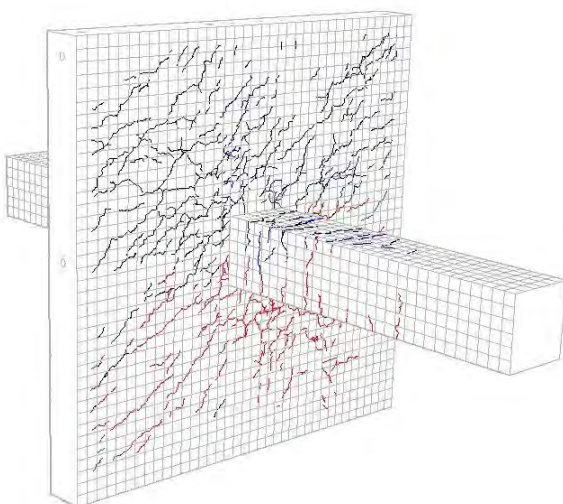
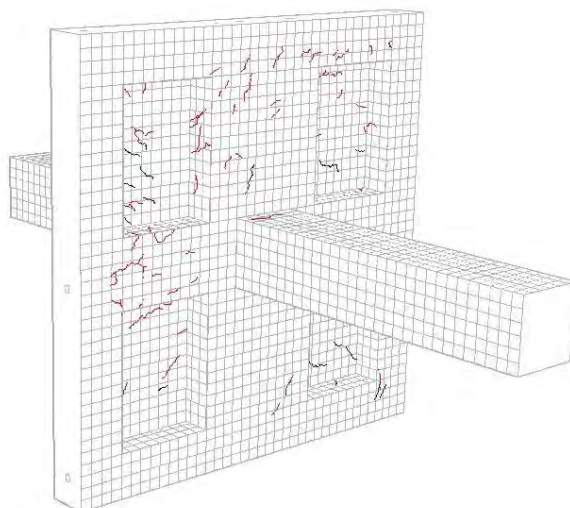
Figura D.52 Desplazamiento: 6 mm.



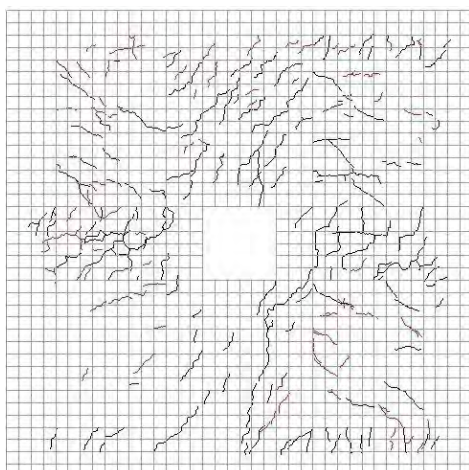
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

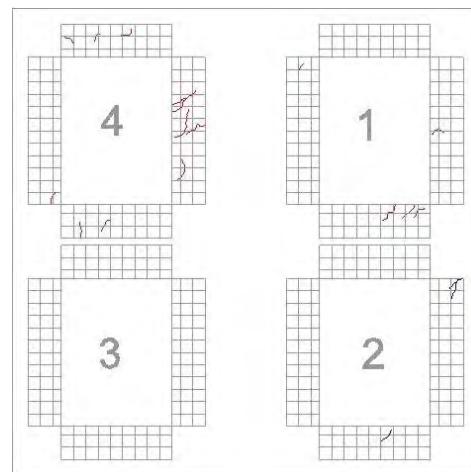
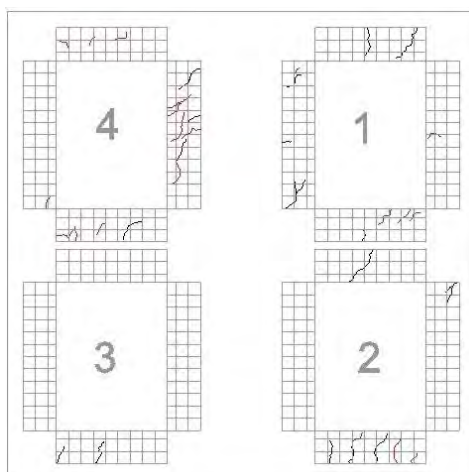
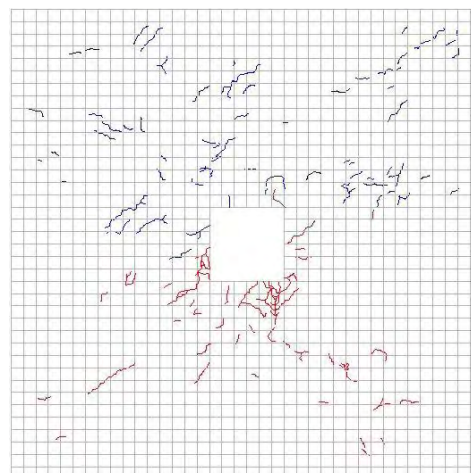
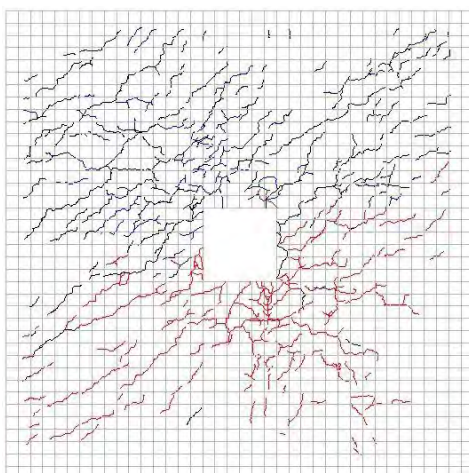
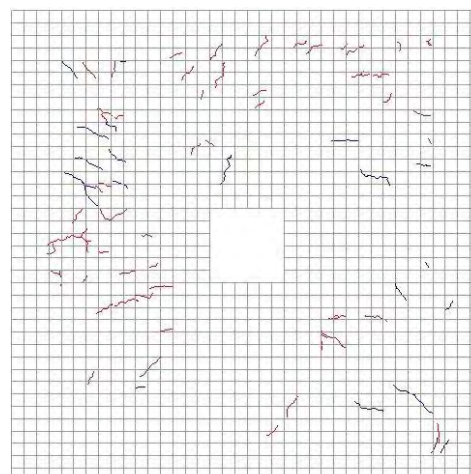
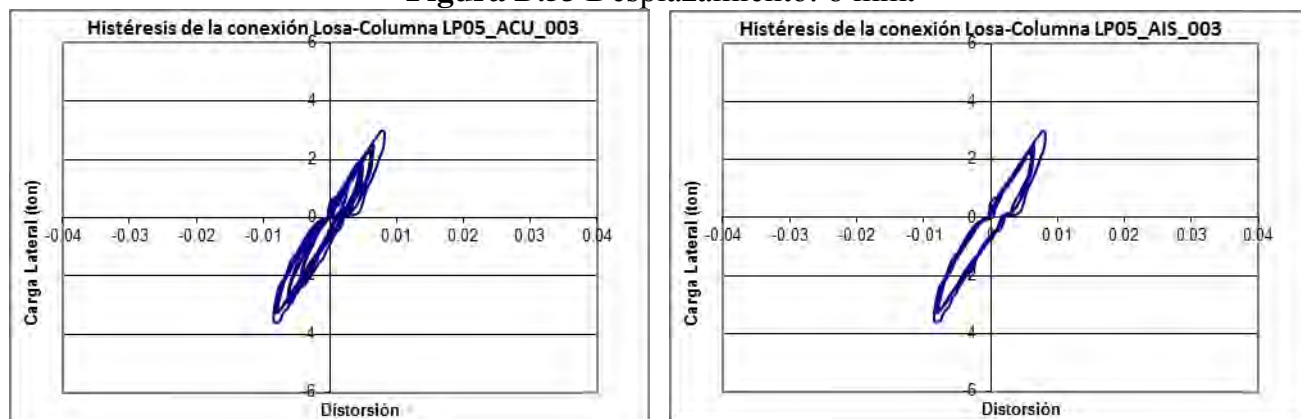
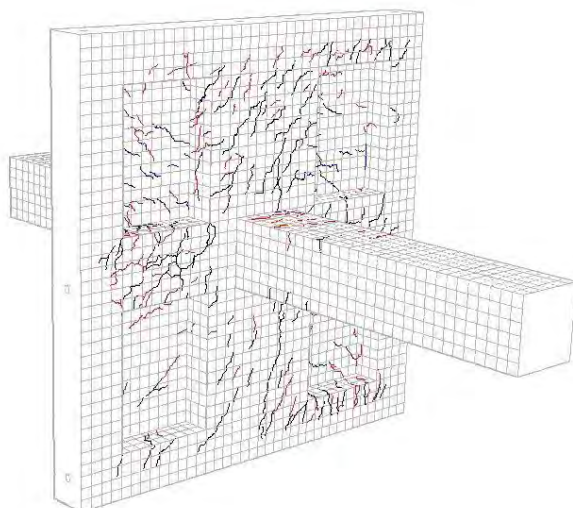


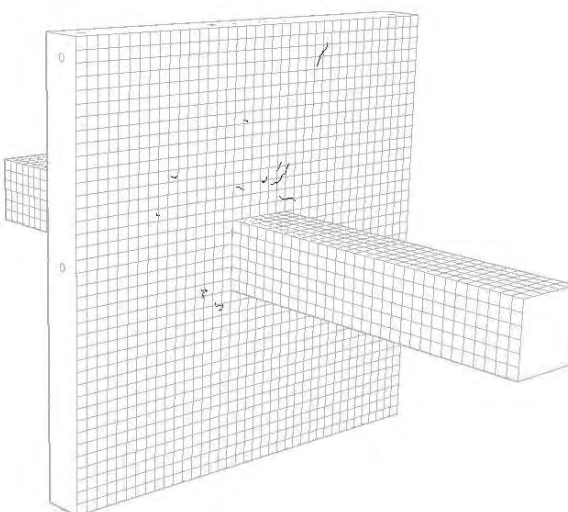
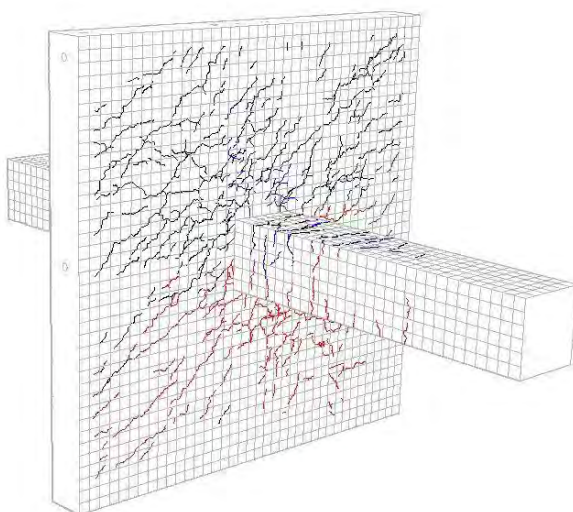
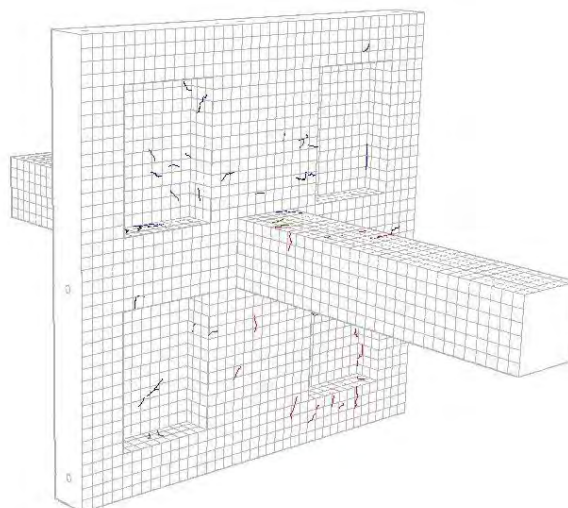
Figura D.53 Desplazamiento: 8 mm.



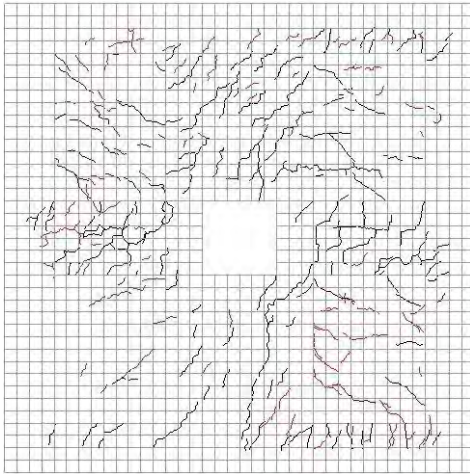
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

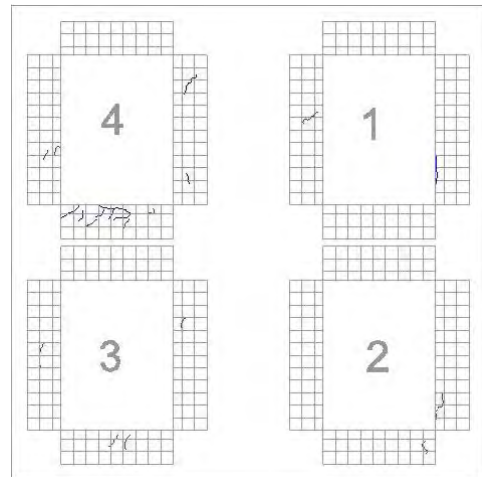
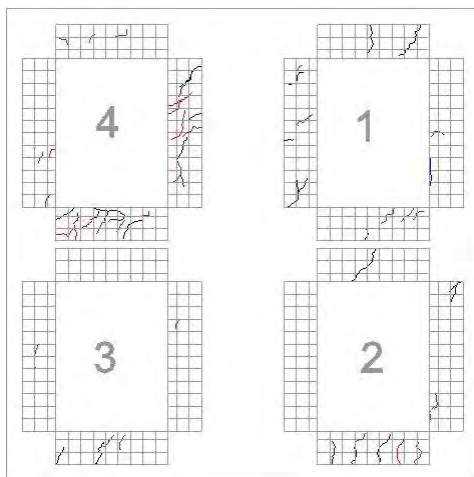
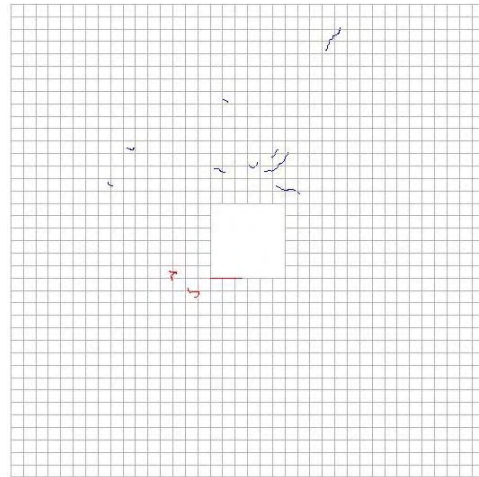
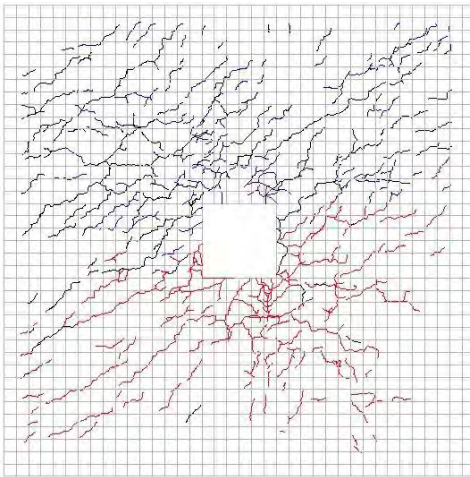
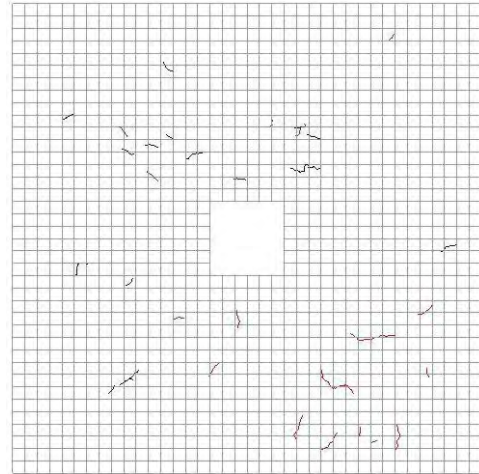
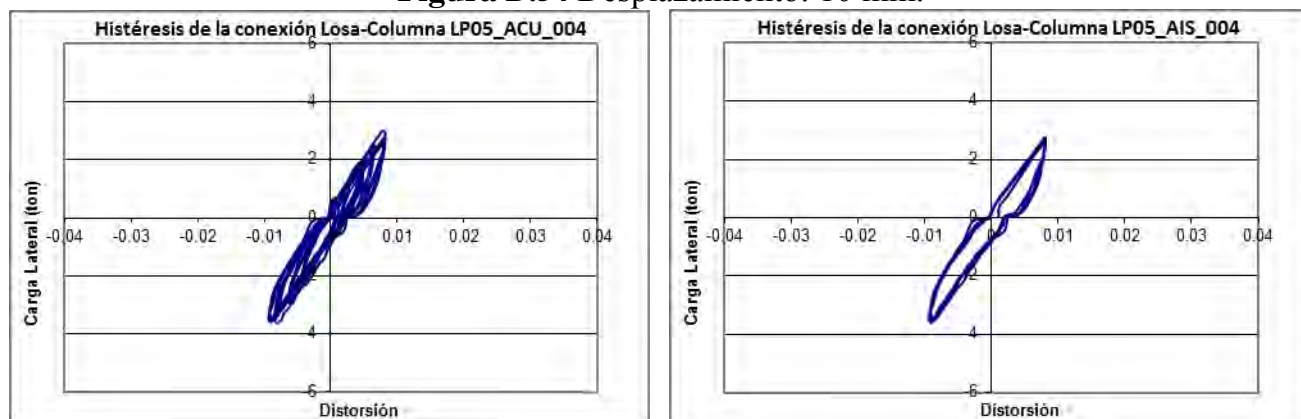
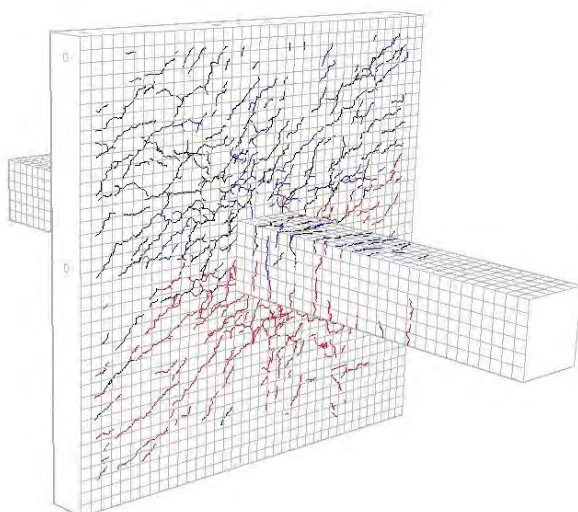
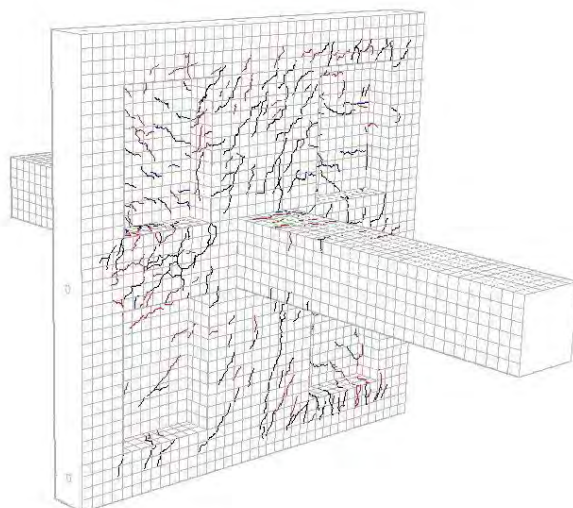


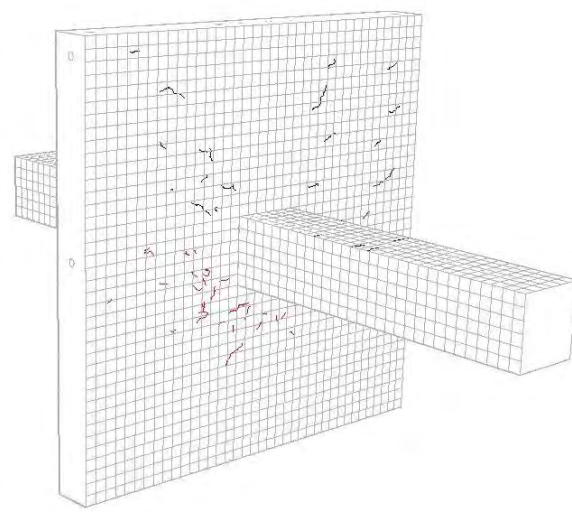
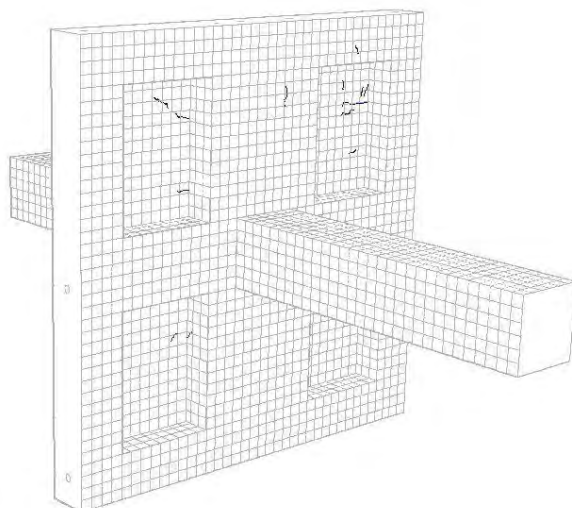
Figura D.54 Desplazamiento: 10 mm.



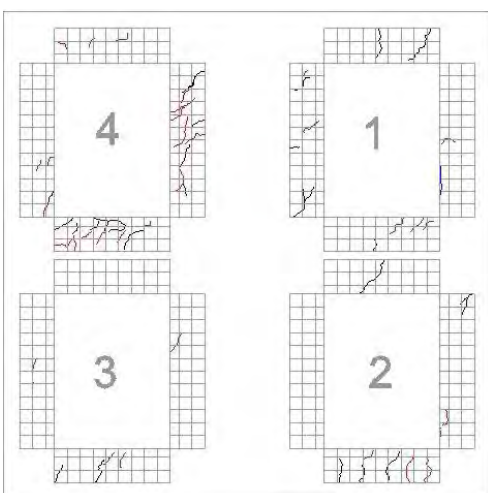
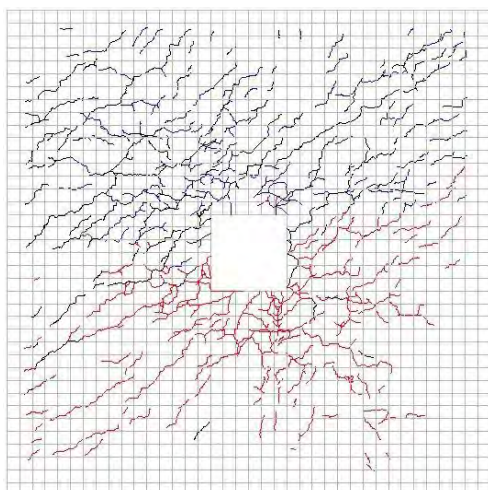
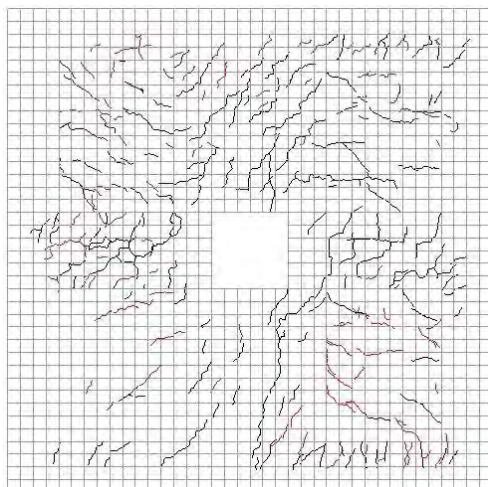
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

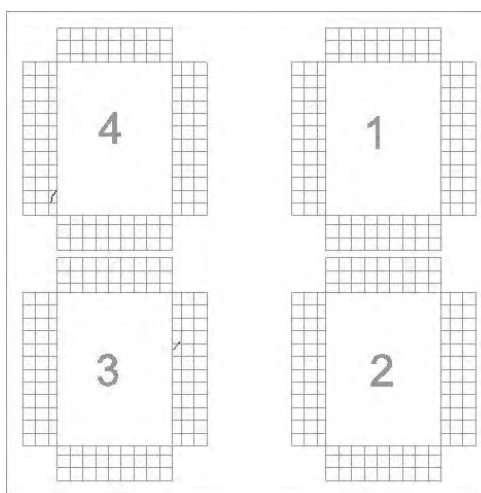
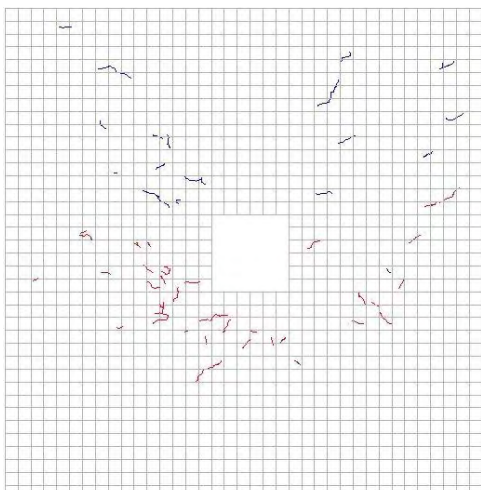
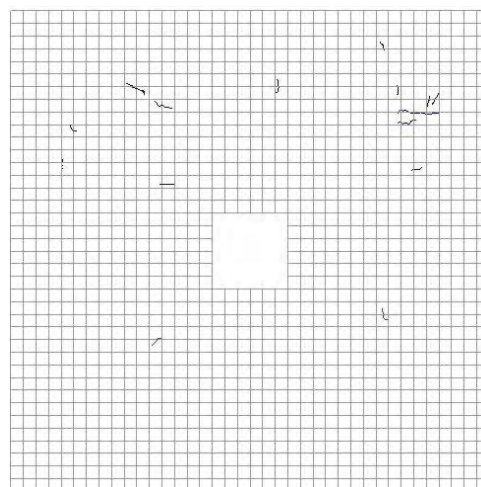
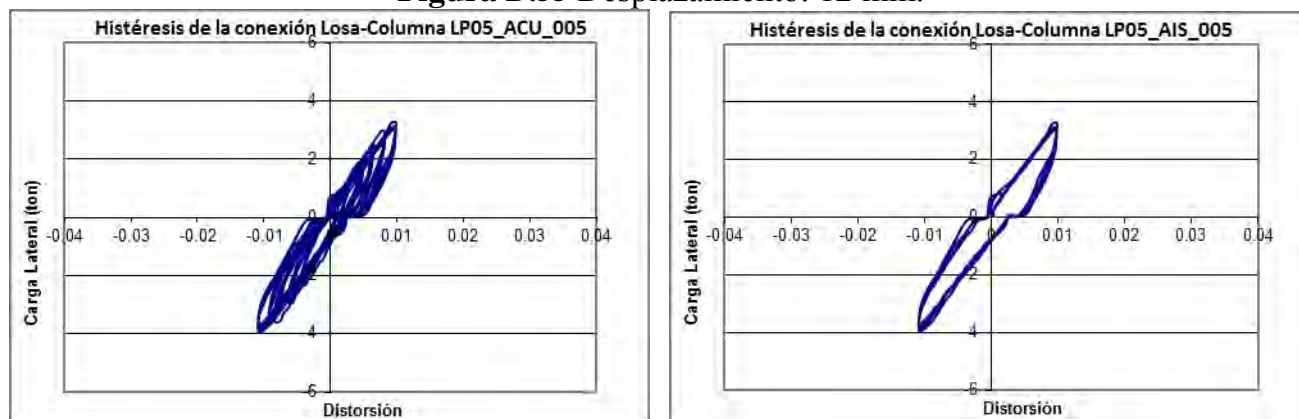
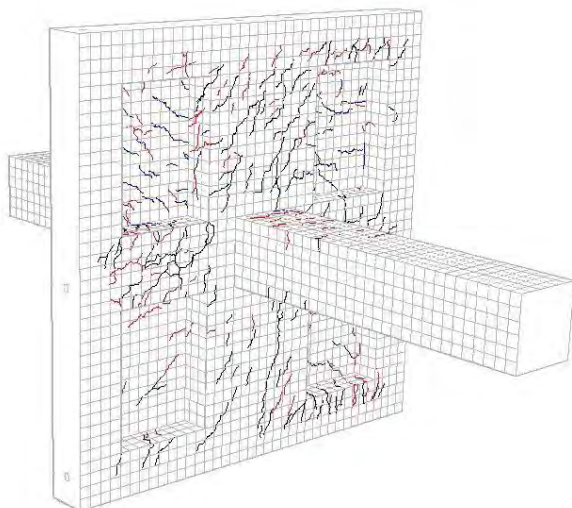


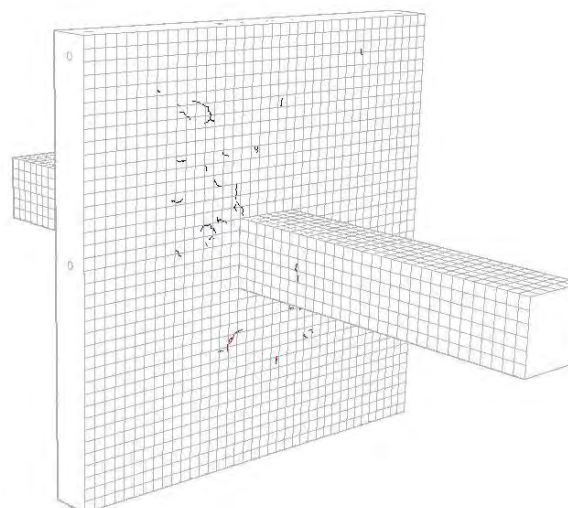
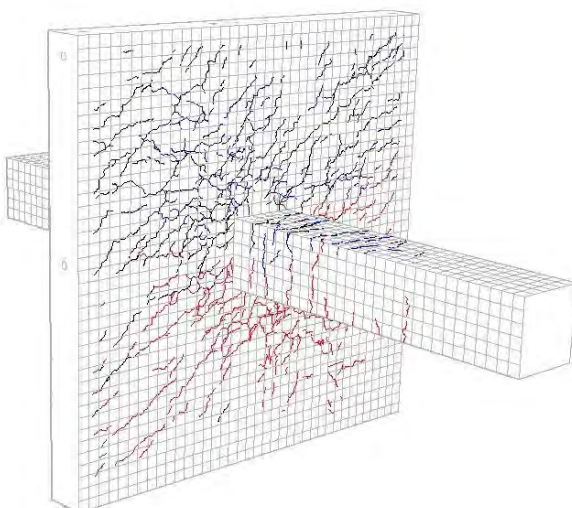
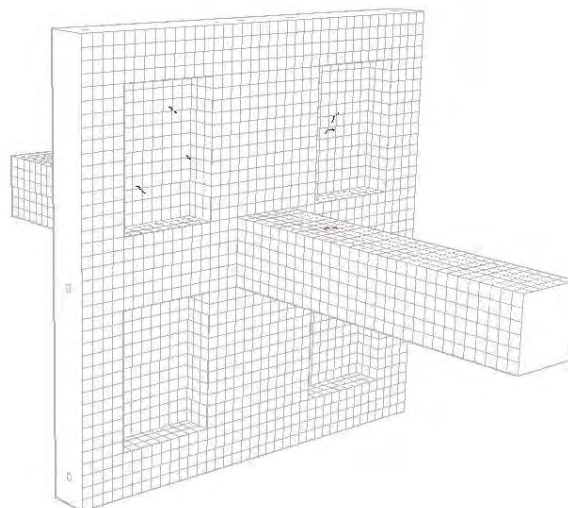
Figura D.55 Desplazamiento: 12 mm.



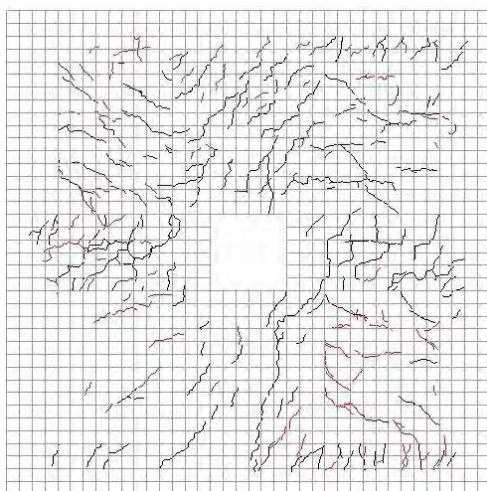
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

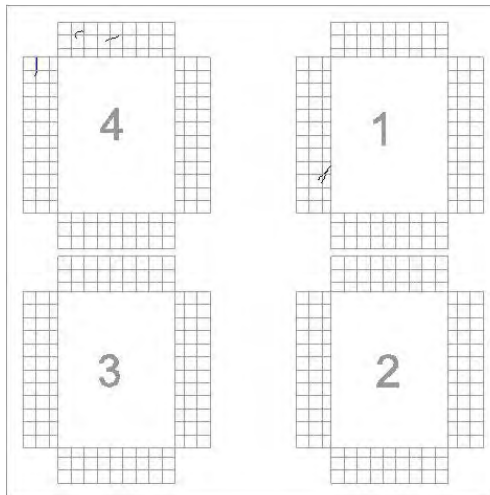
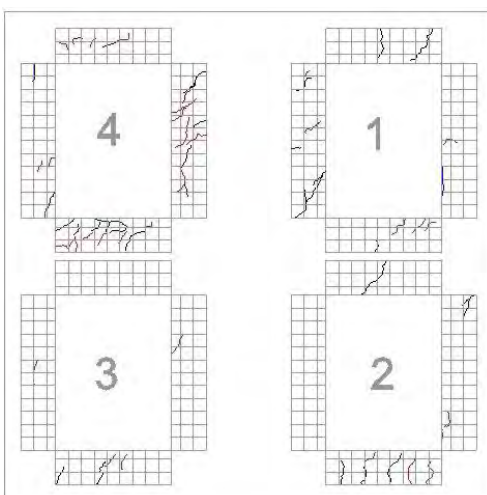
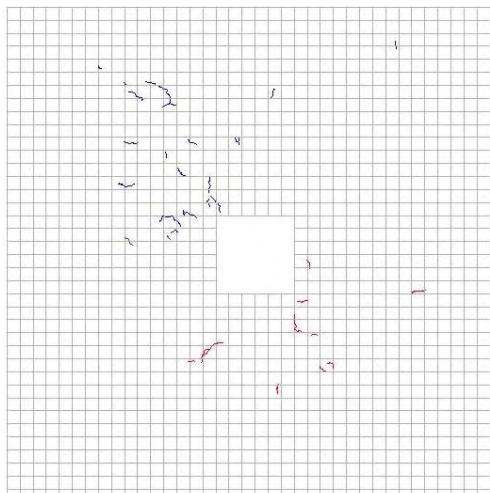
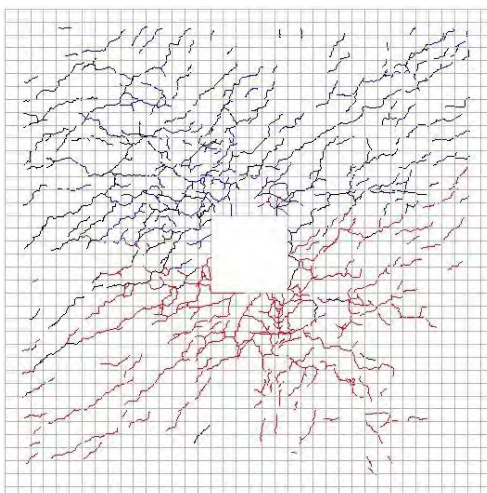
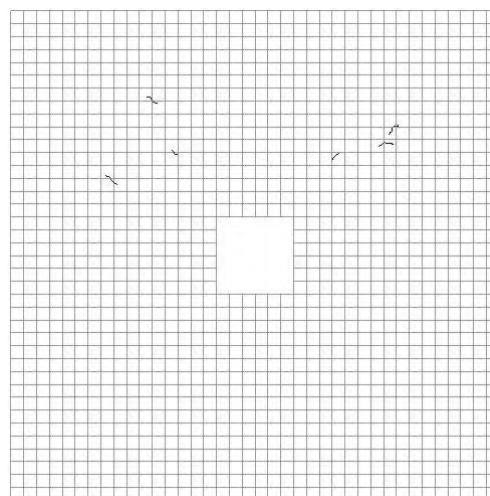
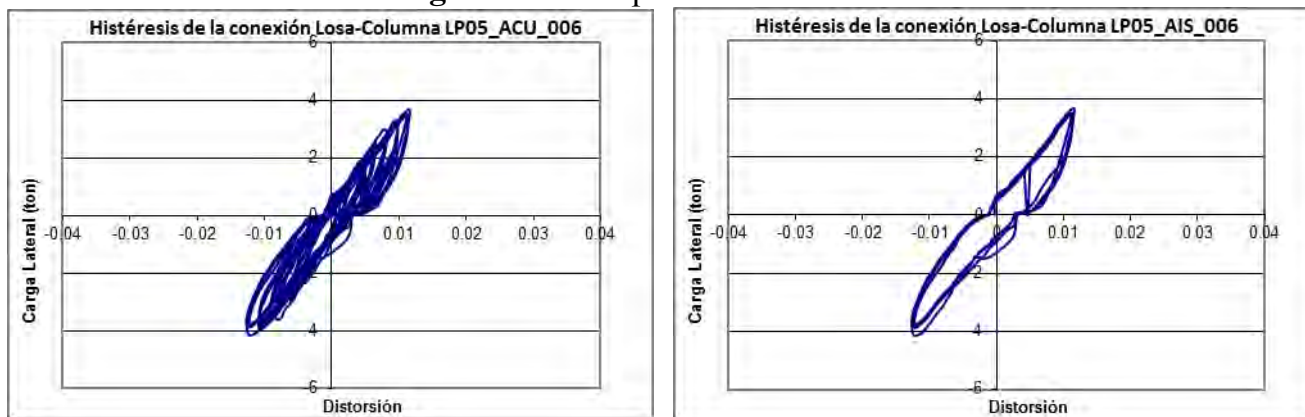
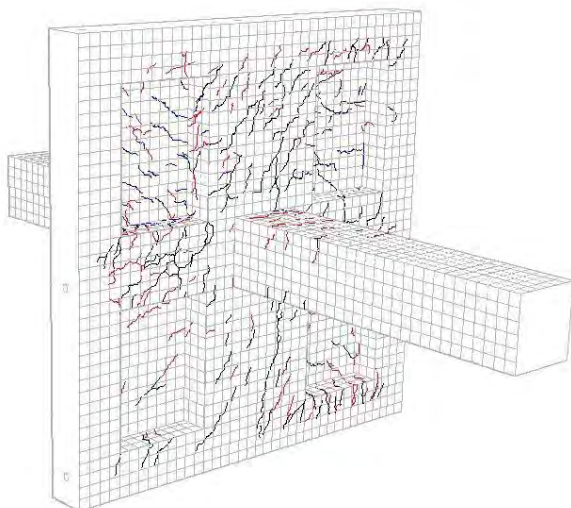


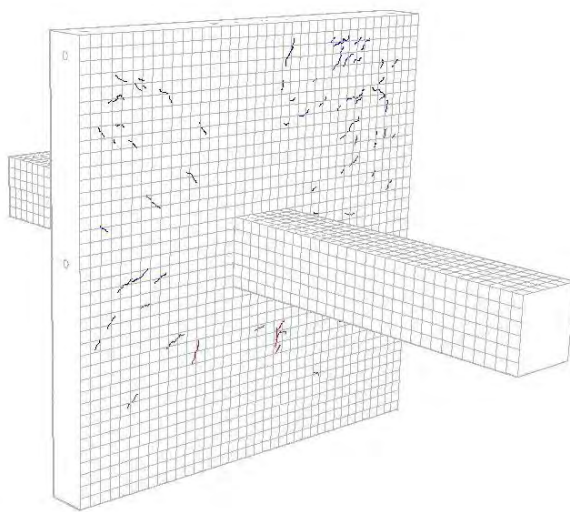
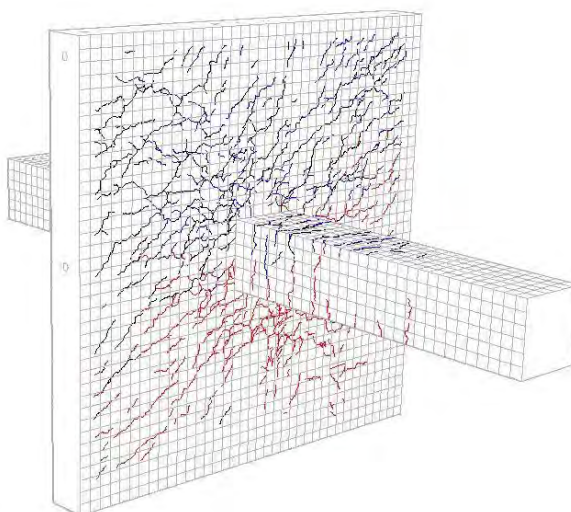
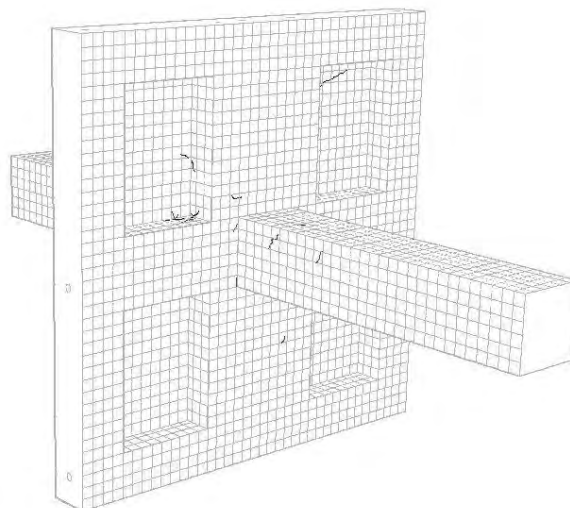
Figura D.56 Desplazamiento: 14 mm.



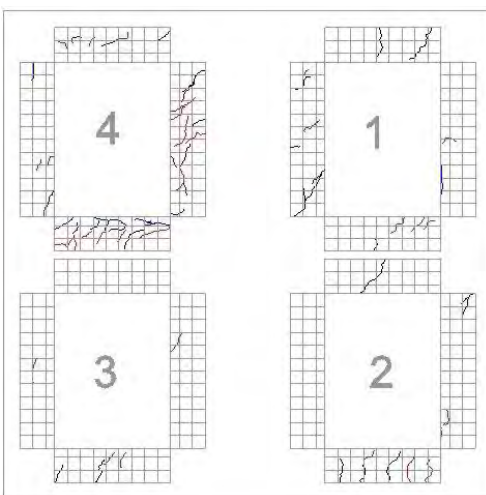
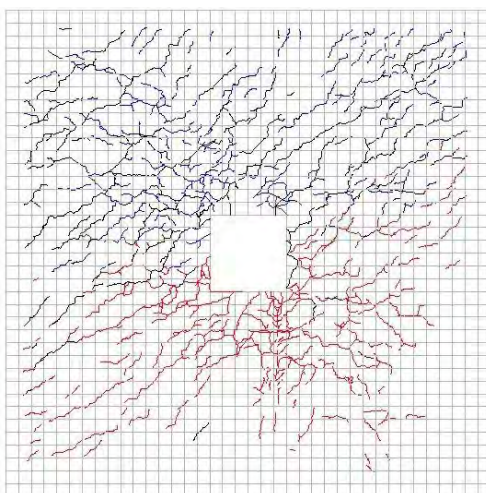
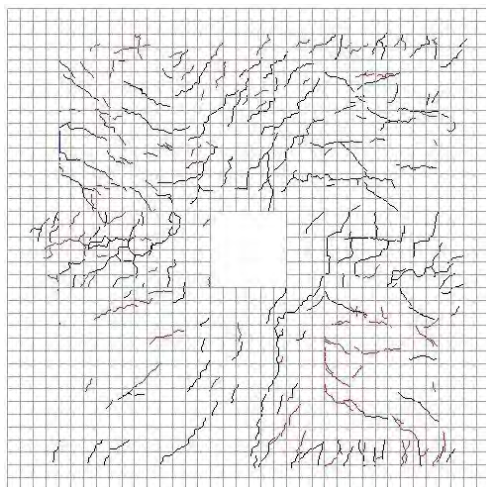
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

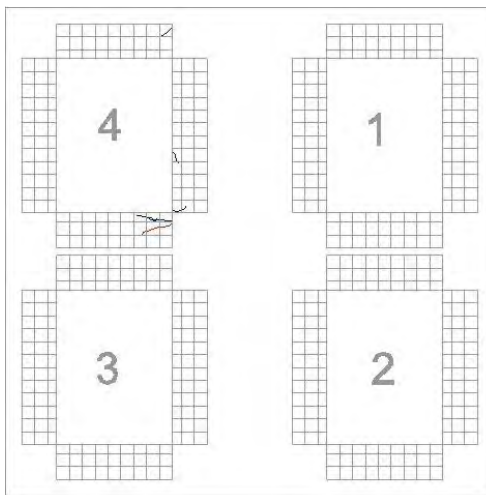
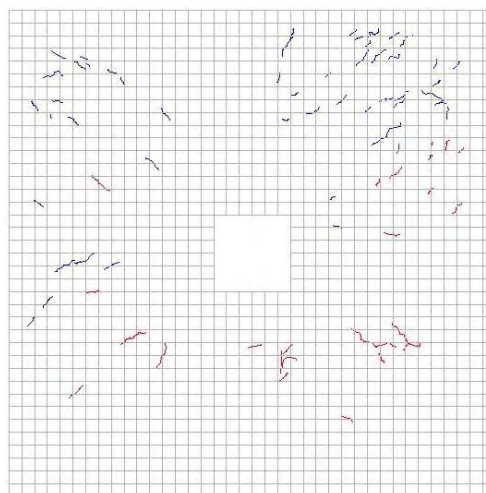
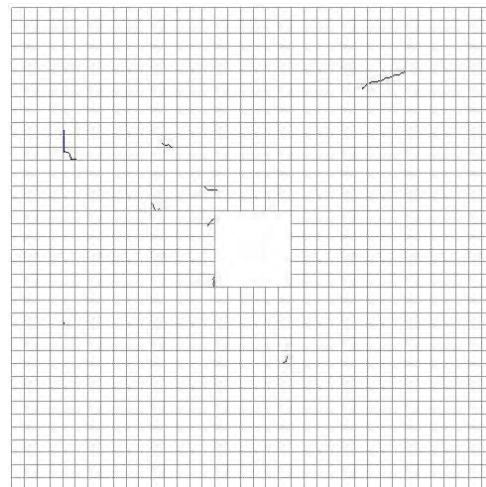
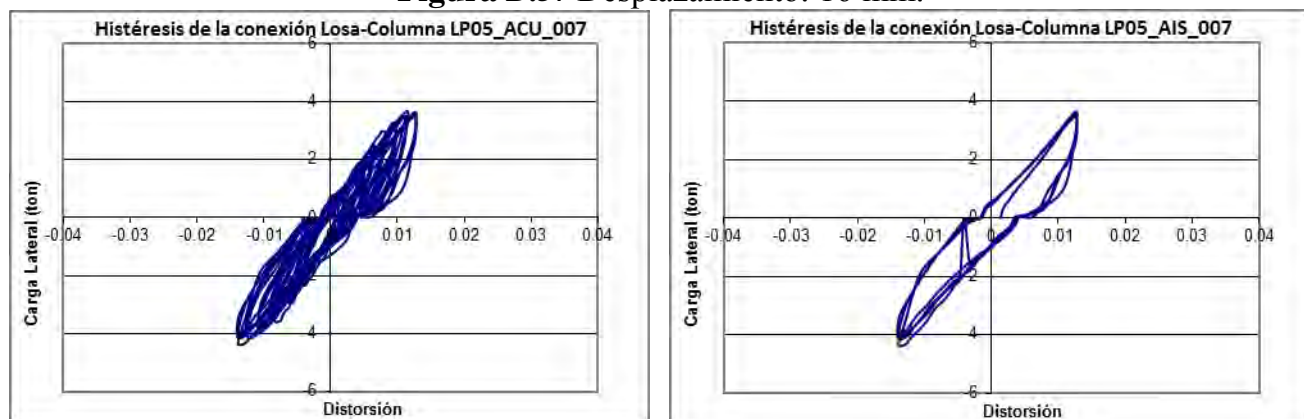
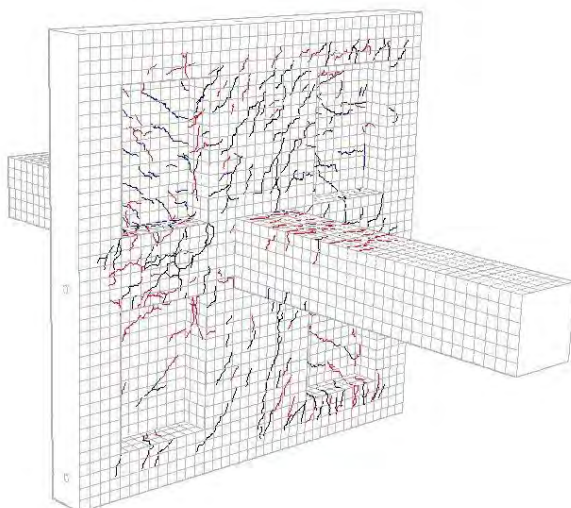


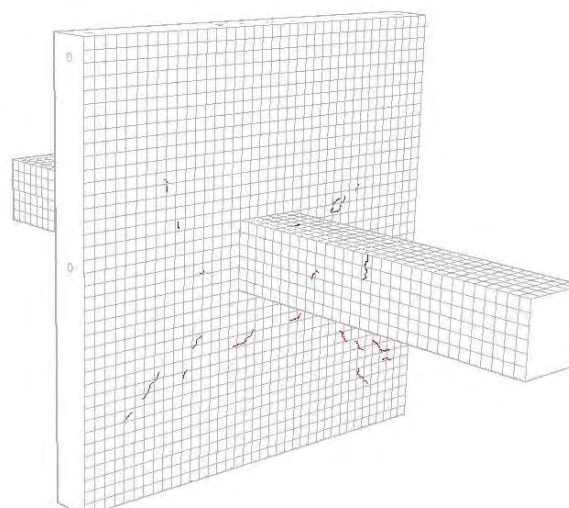
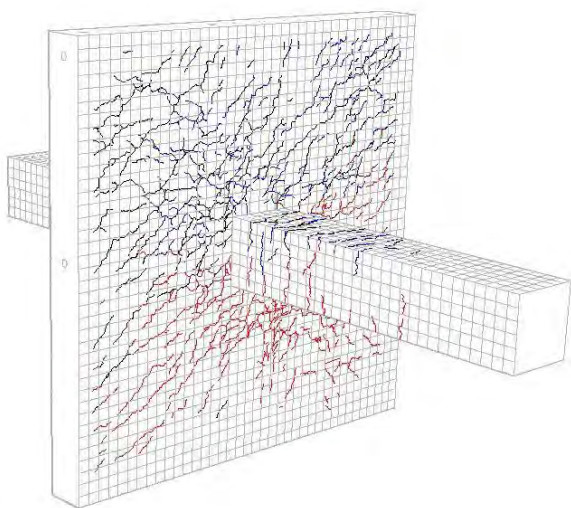
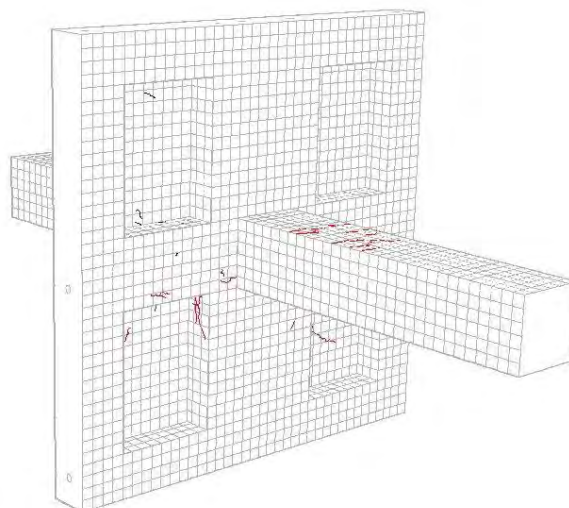
Figura D.57 Desplazamiento: 16 mm.



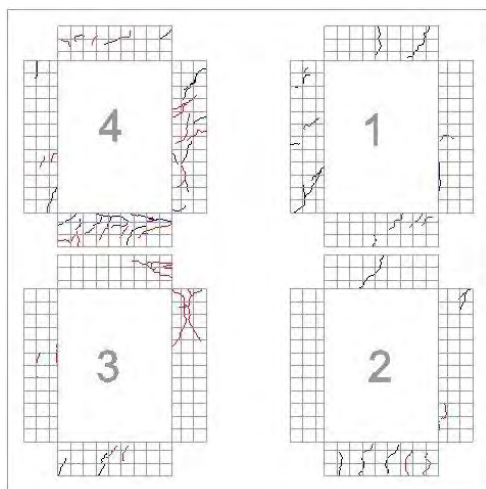
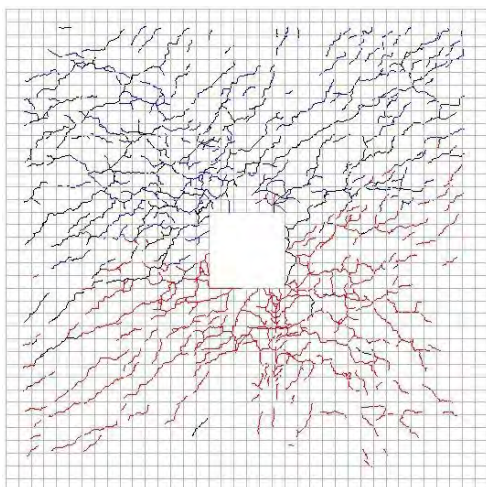
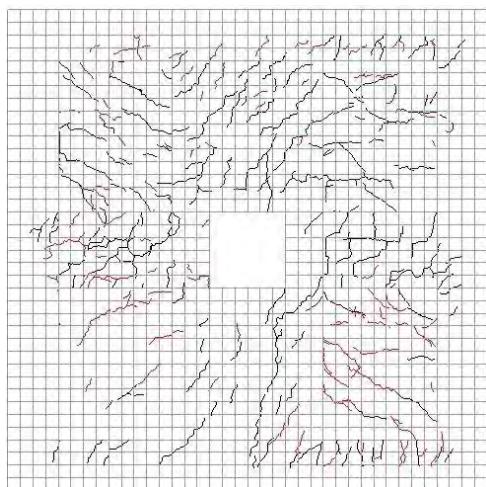
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

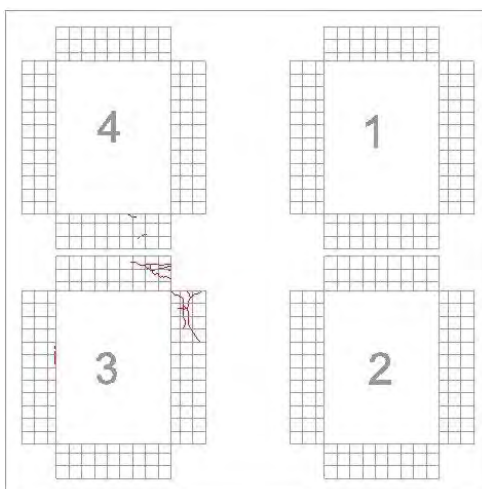
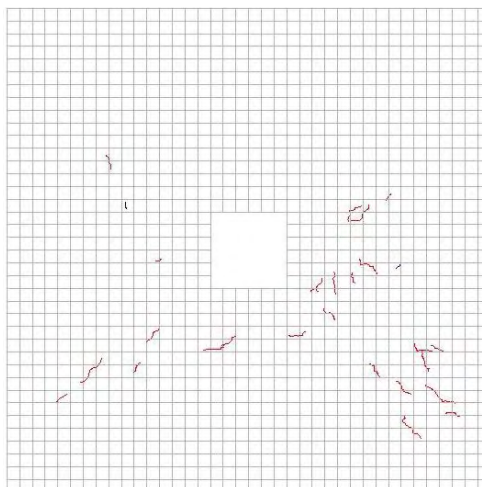
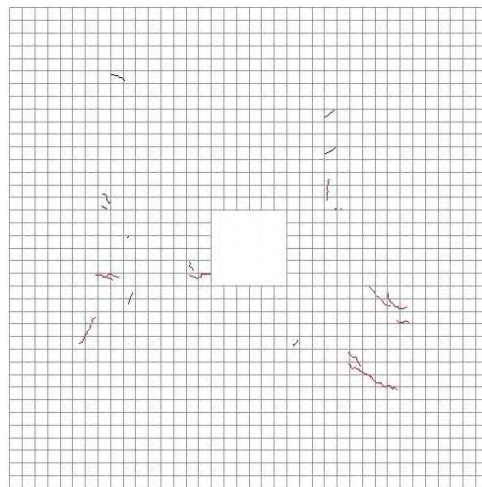
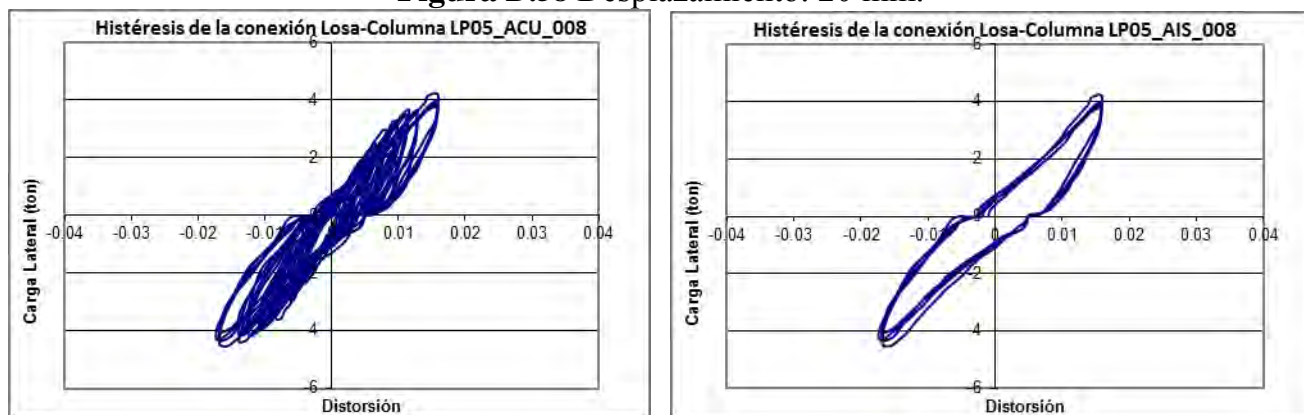
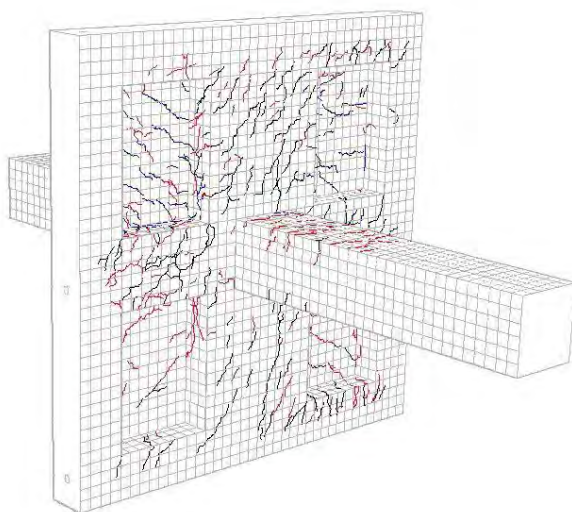


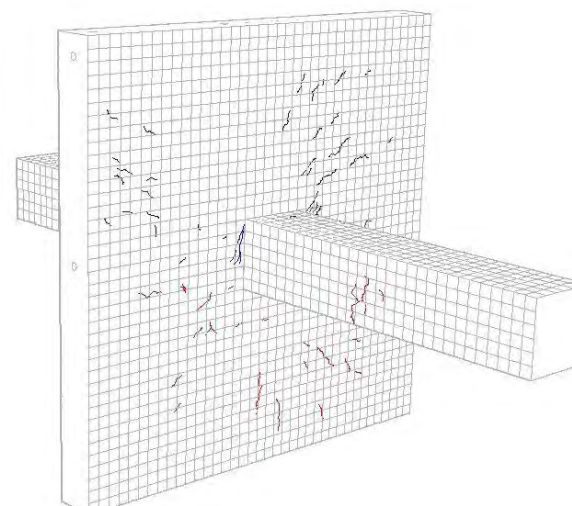
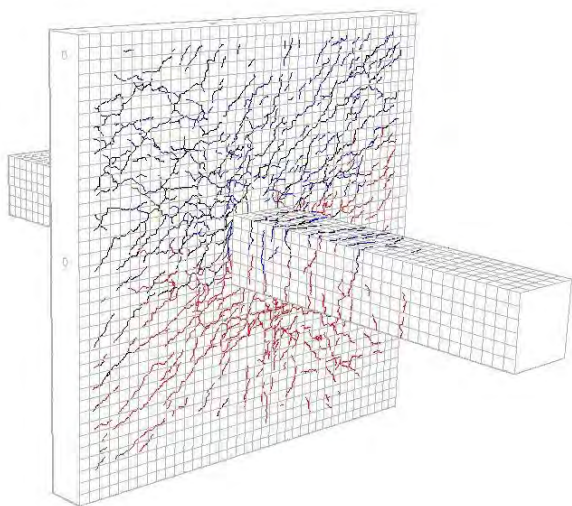
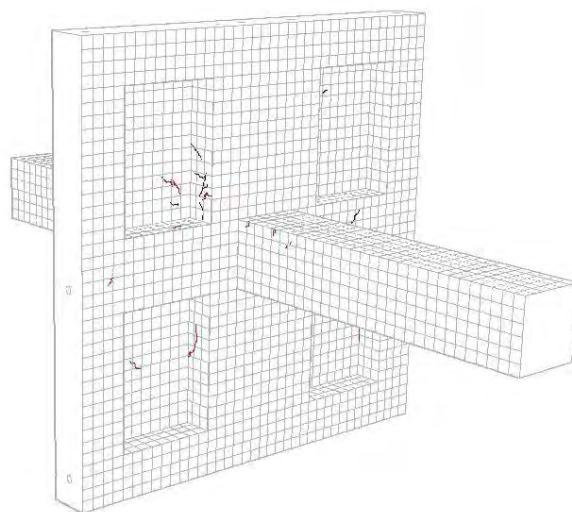
Figura D.58 Desplazamiento: 20 mm.



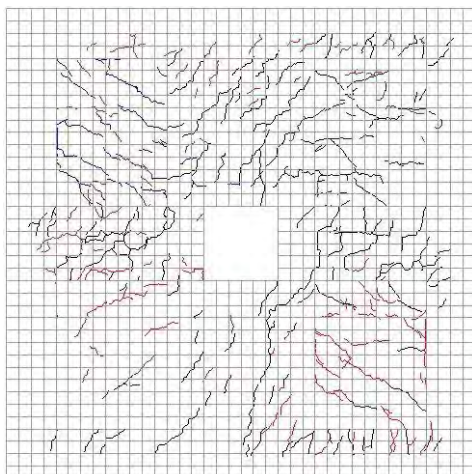
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

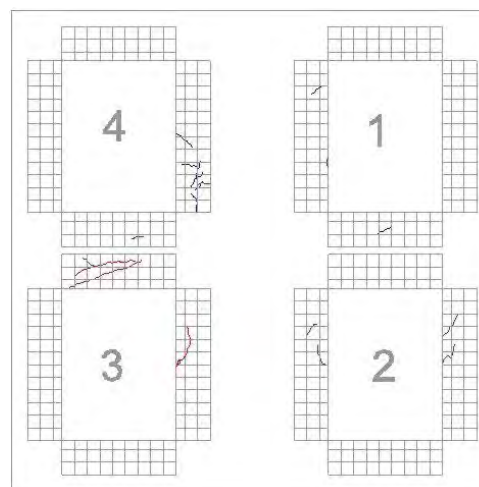
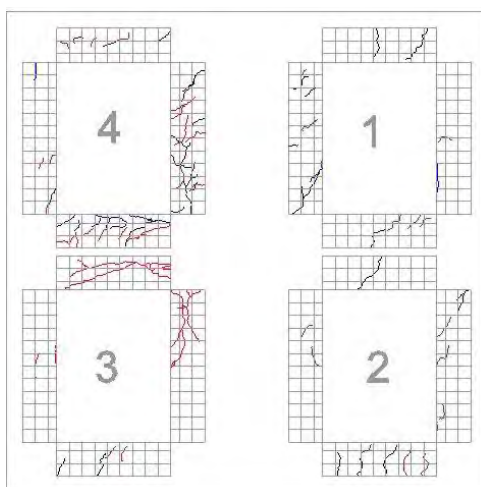
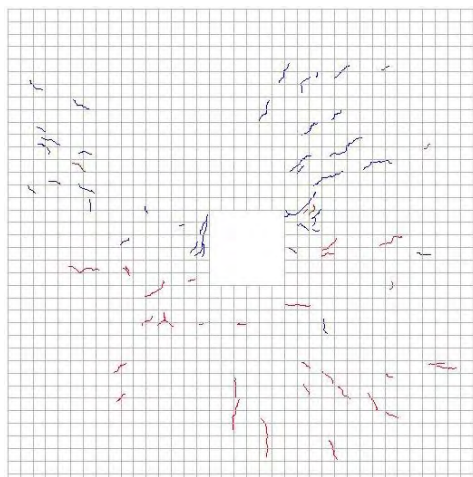
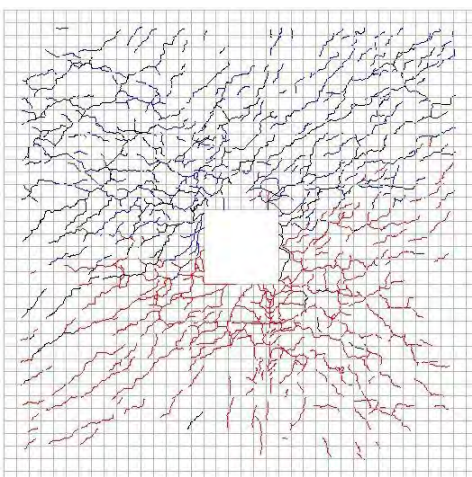
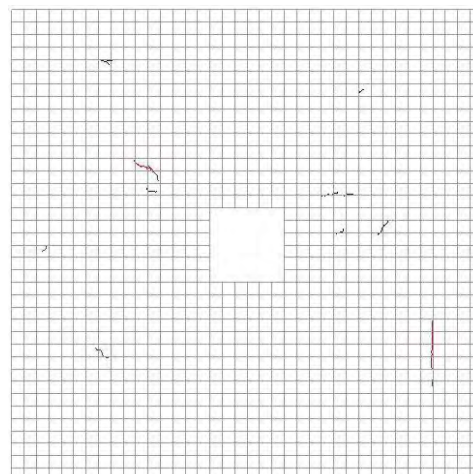
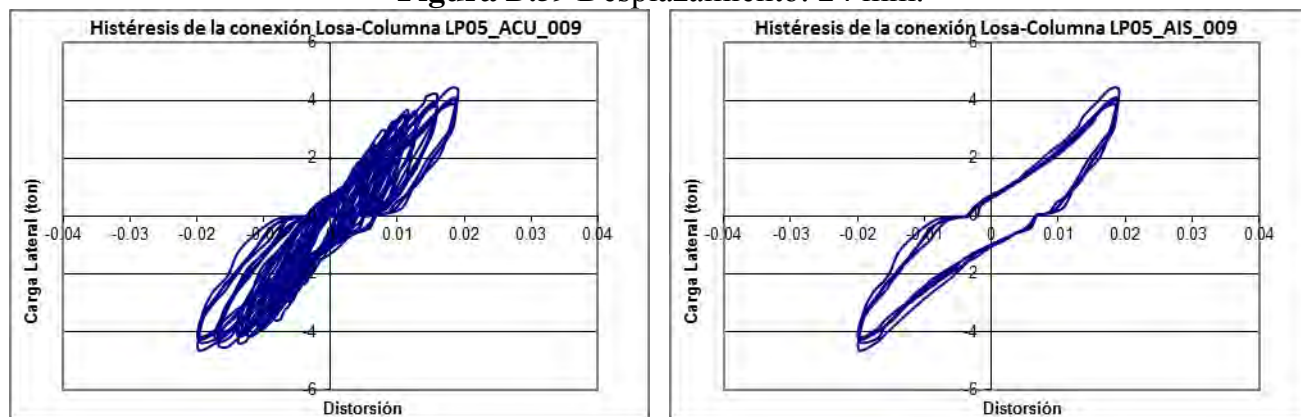
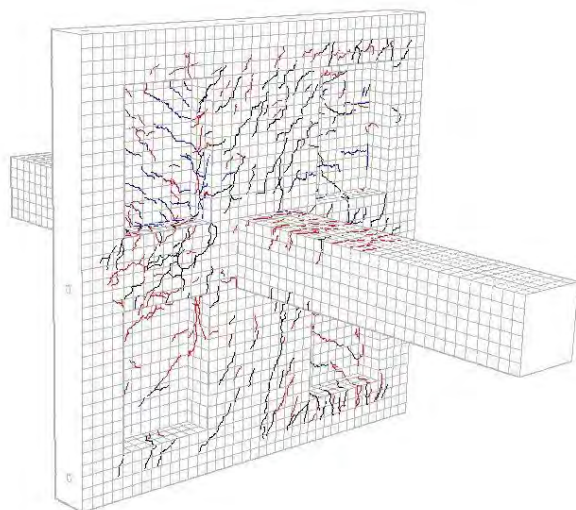


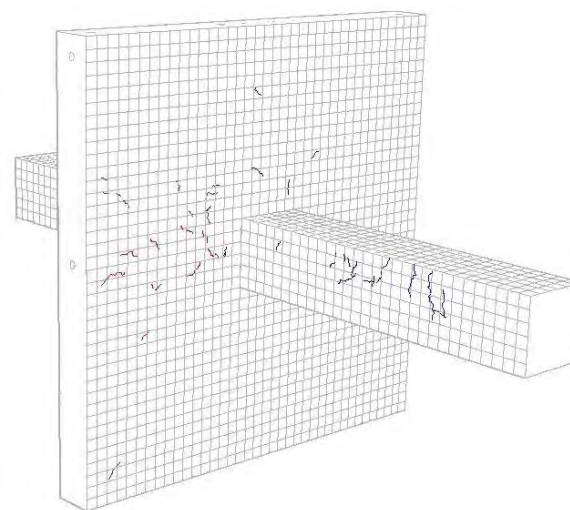
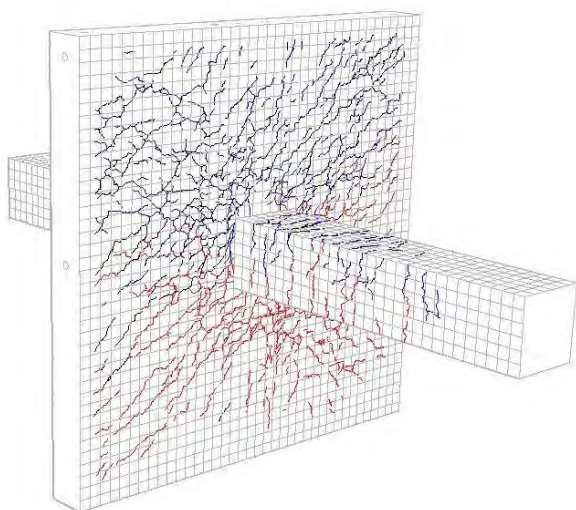
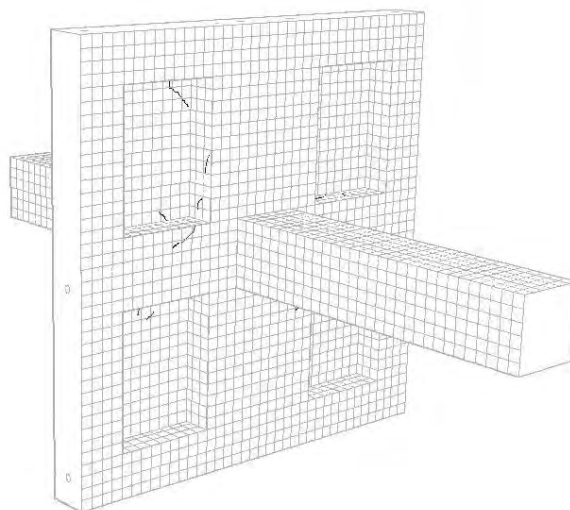
Figura D.59 Desplazamiento: 24 mm.



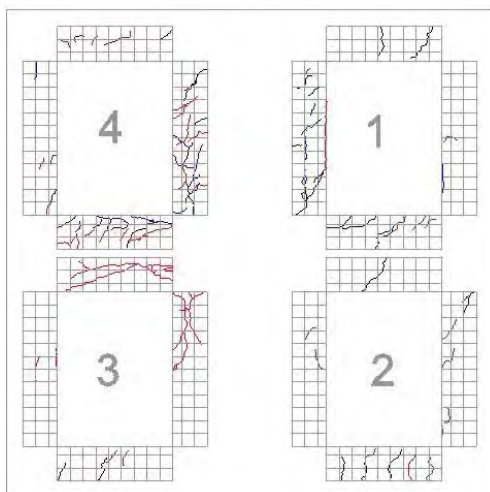
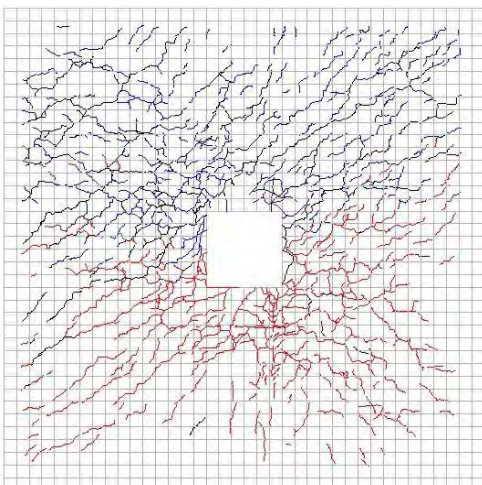
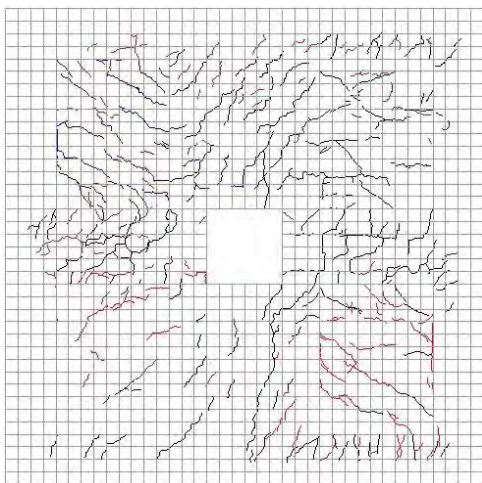
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

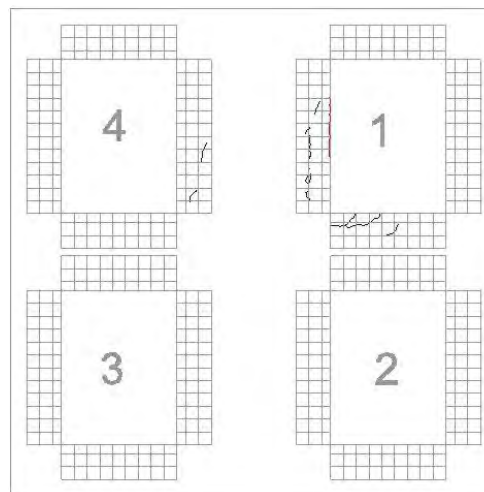
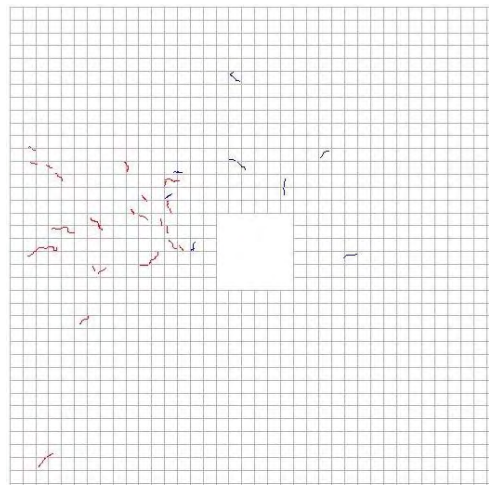
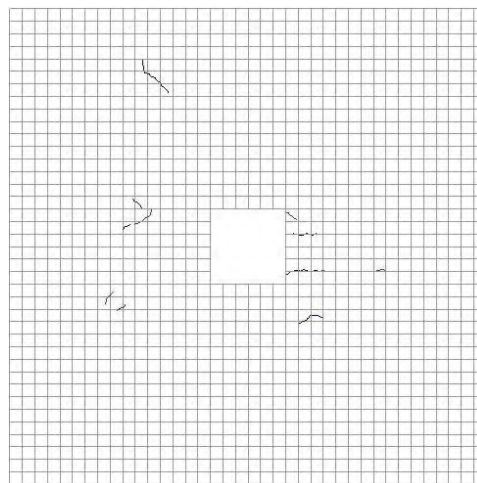
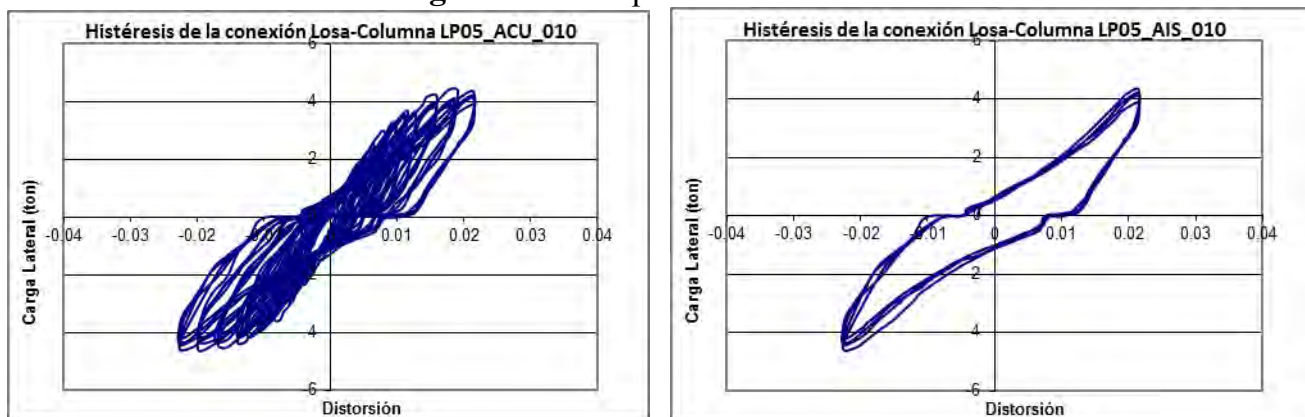
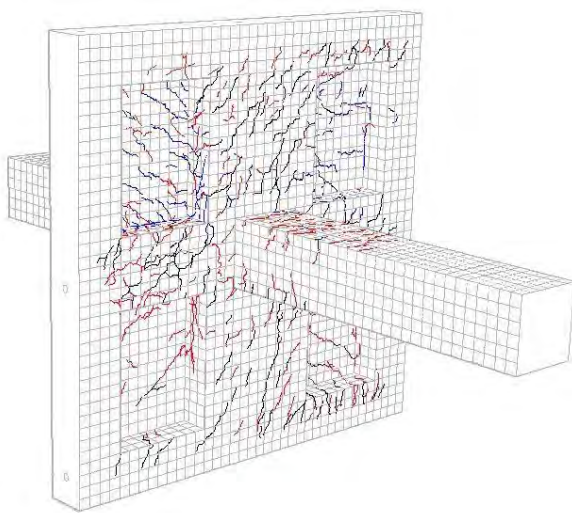


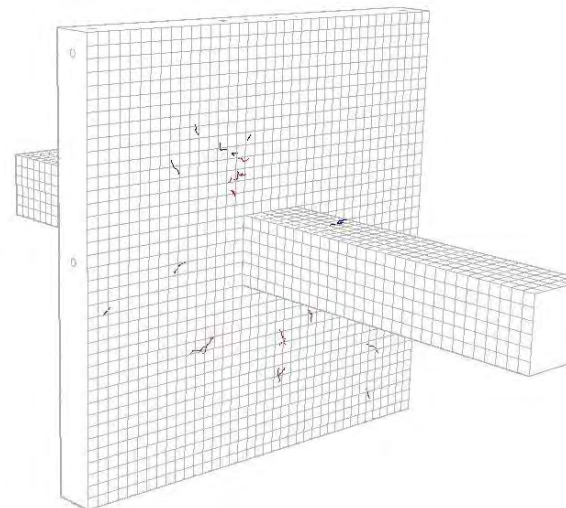
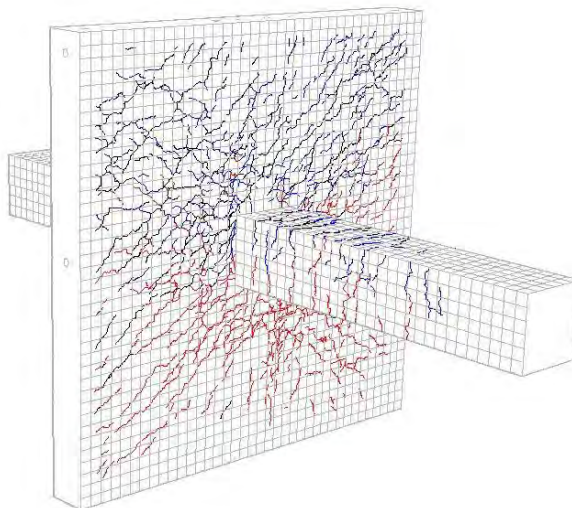
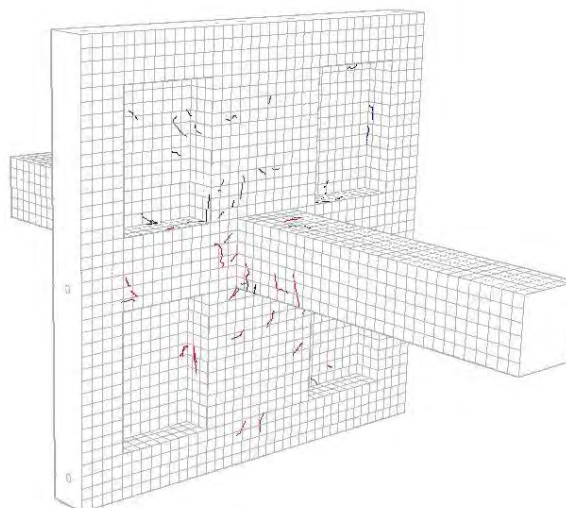
Figura D.60 Desplazamiento: 28 mm.



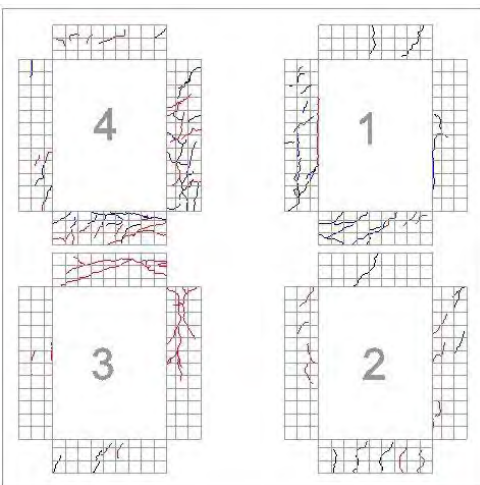
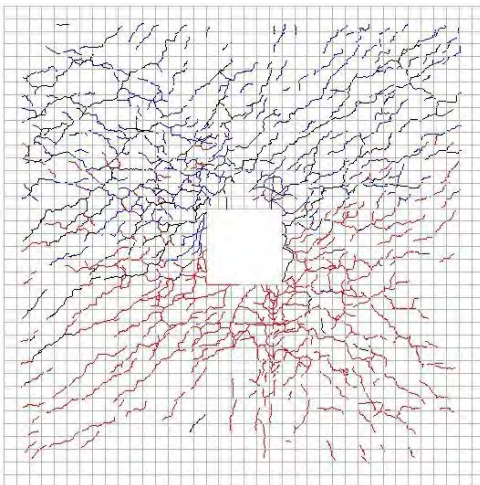
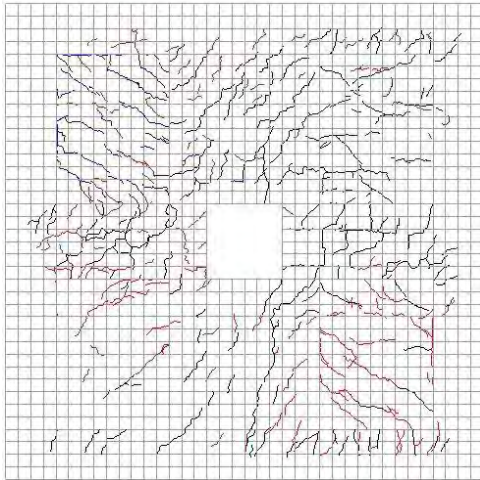
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

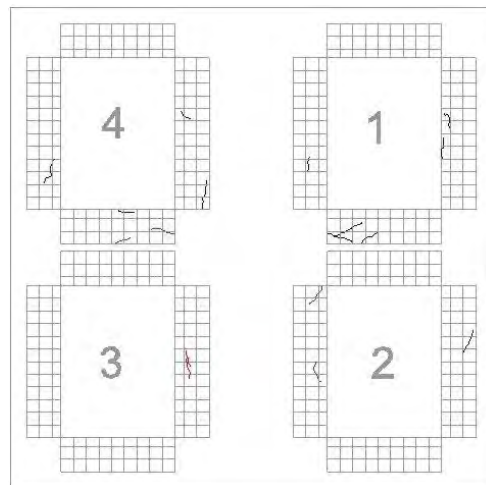
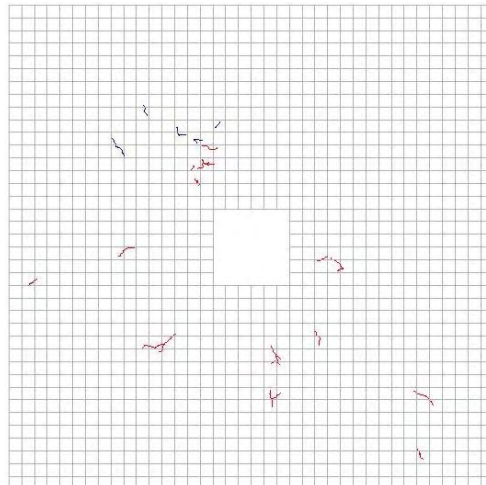
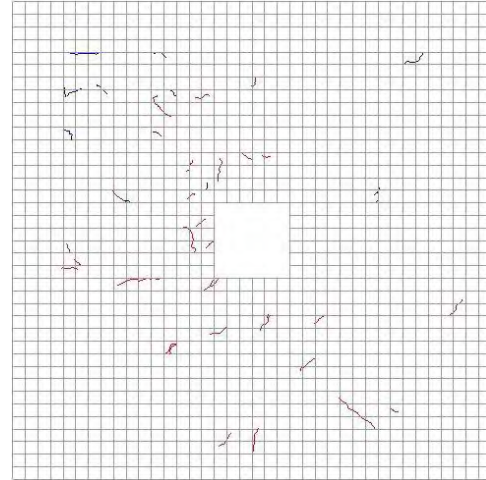
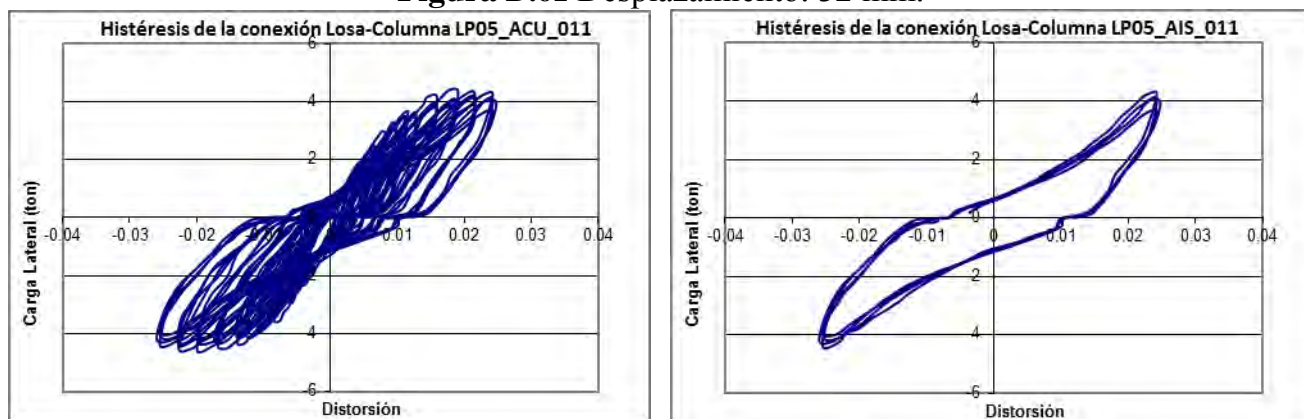
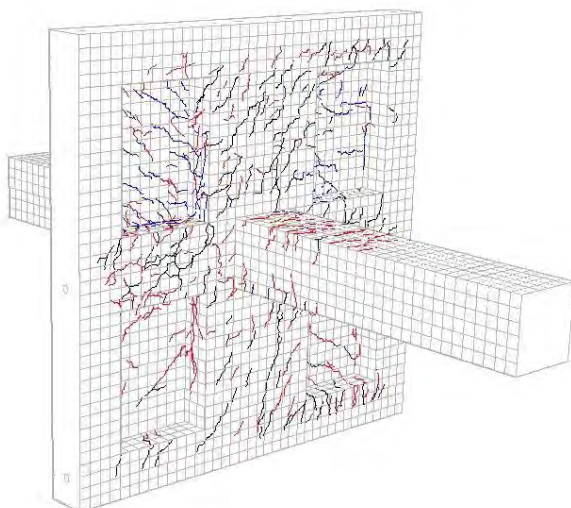


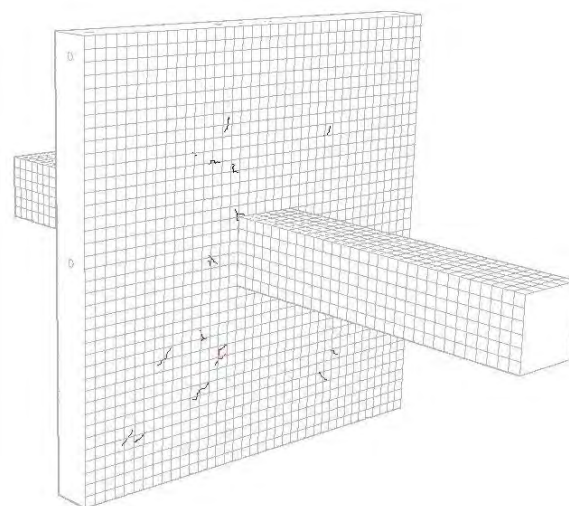
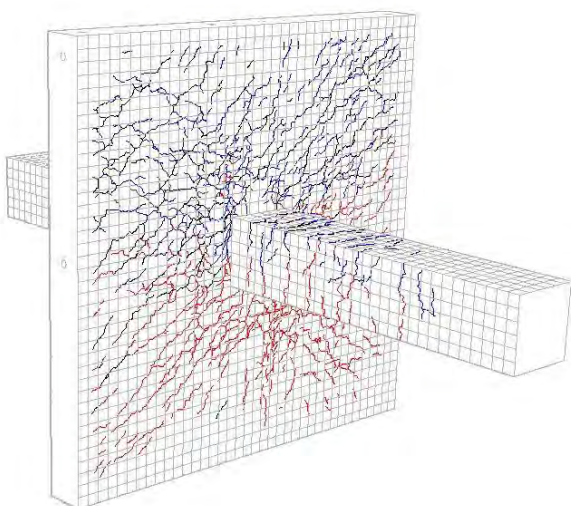
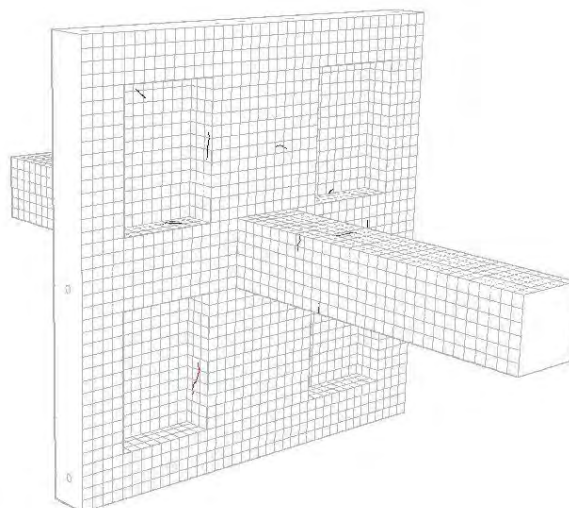
Figura D.61 Desplazamiento: 32 mm.



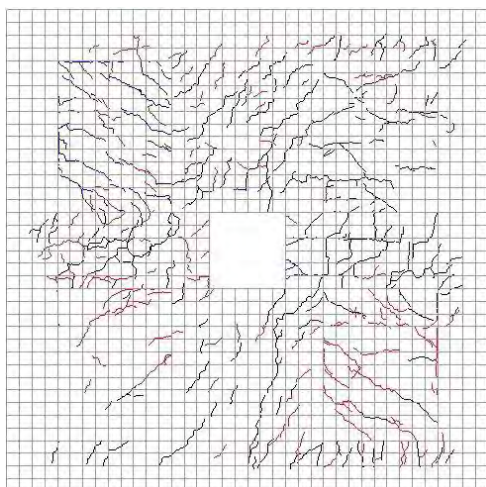
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

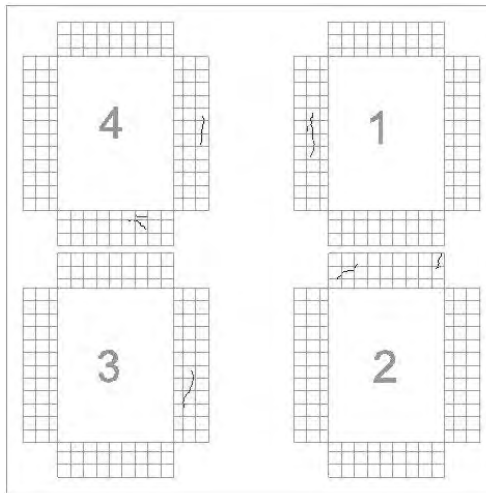
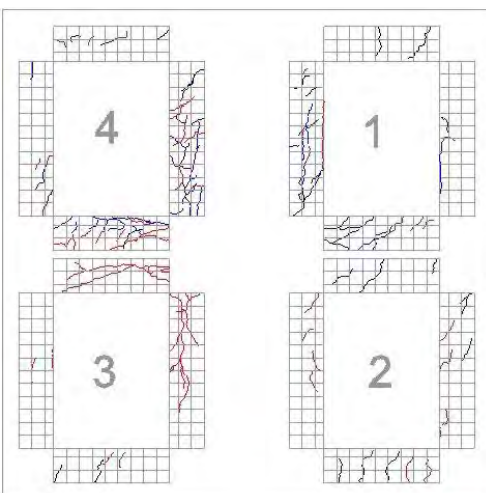
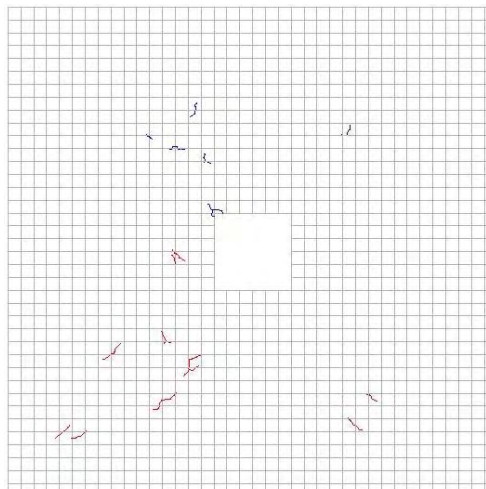
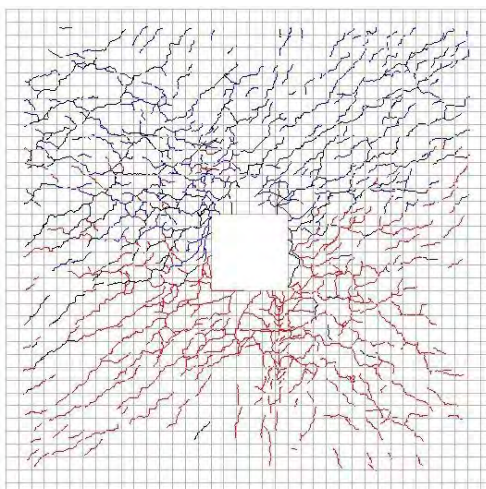
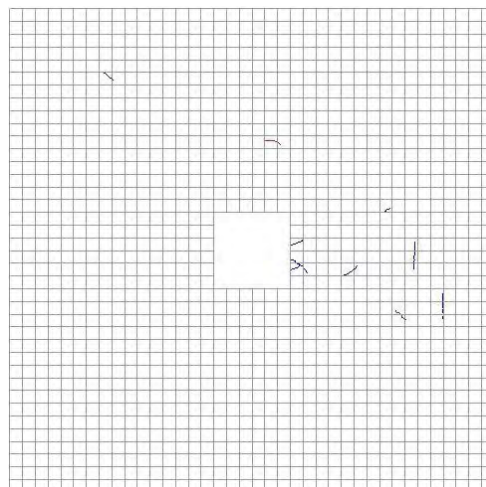
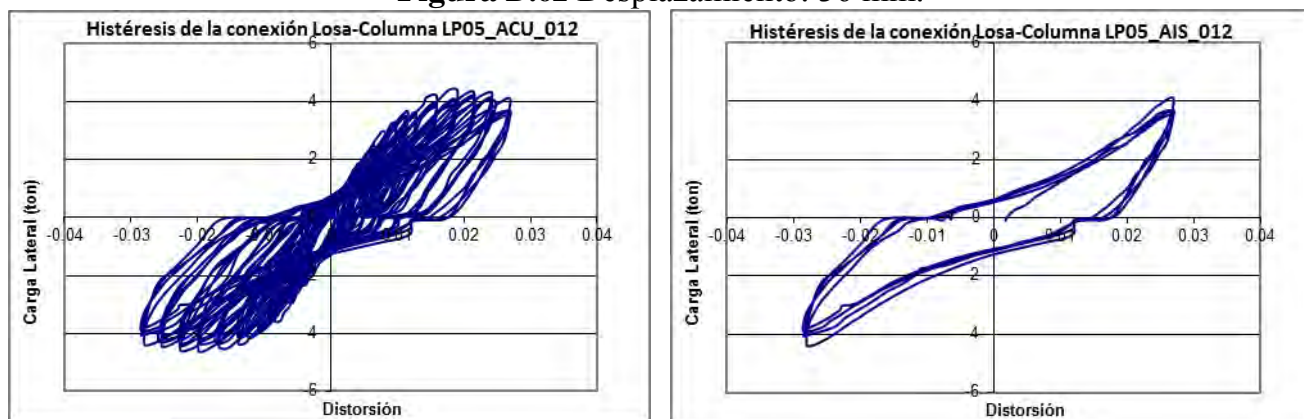
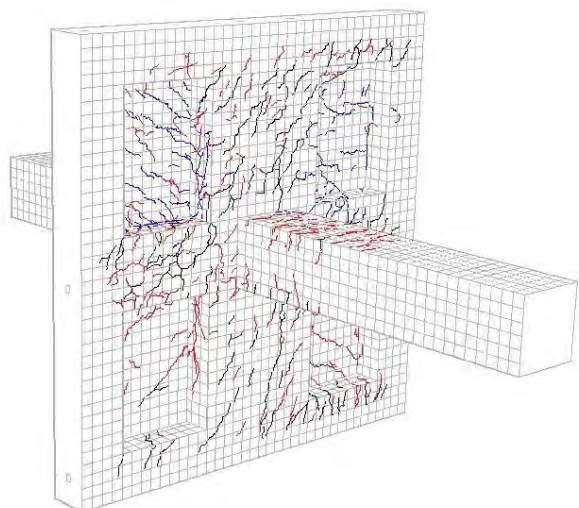


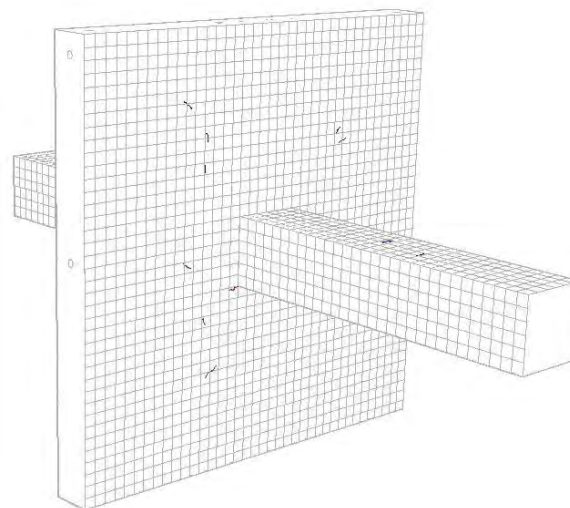
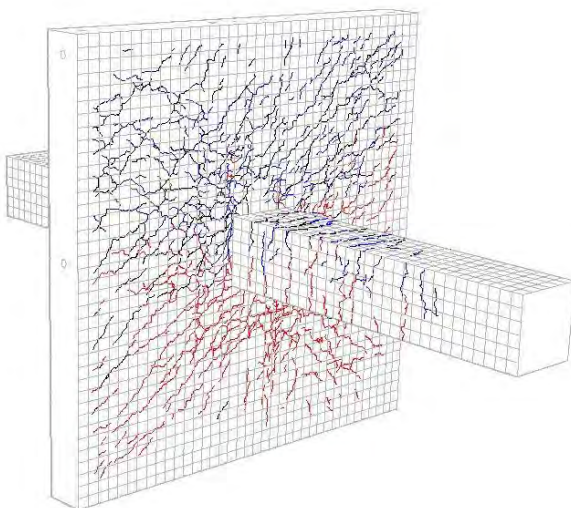
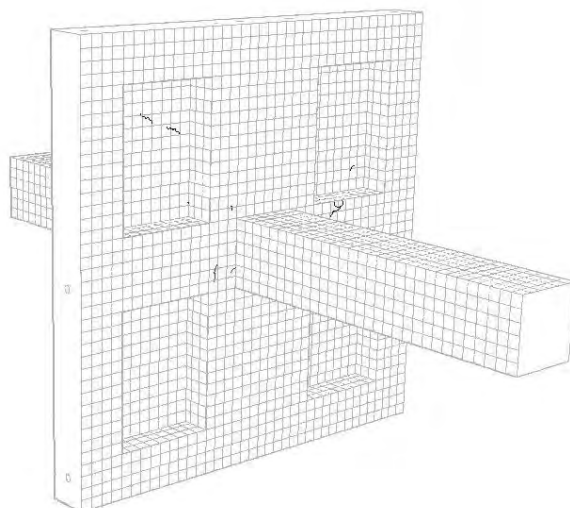
Figura D.62 Desplazamiento: 36 mm.



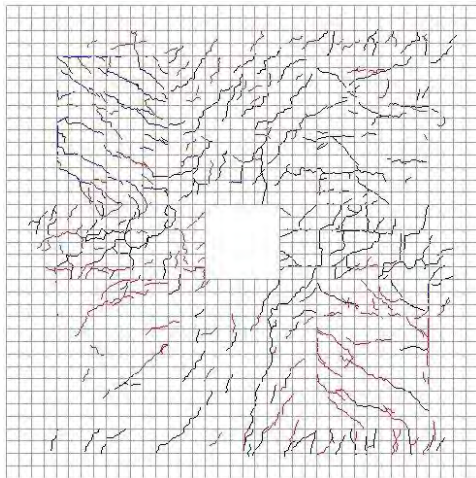
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

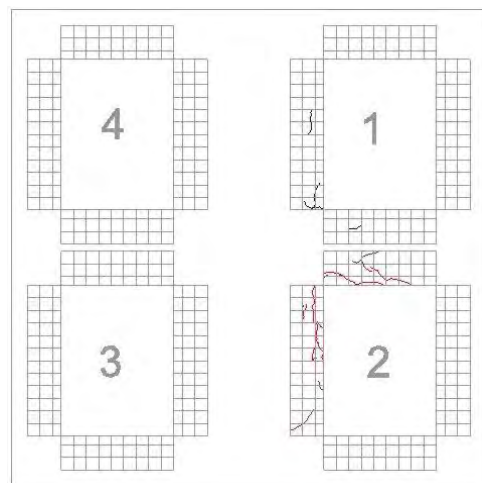
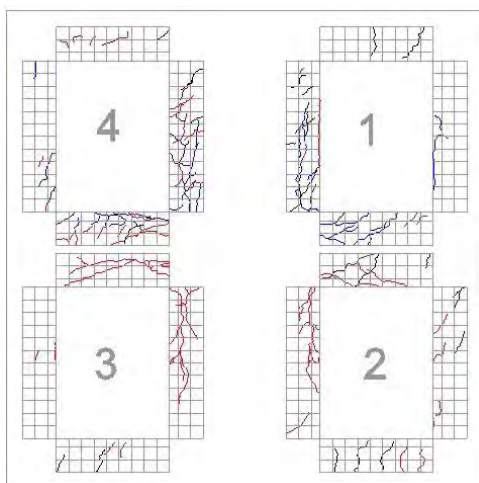
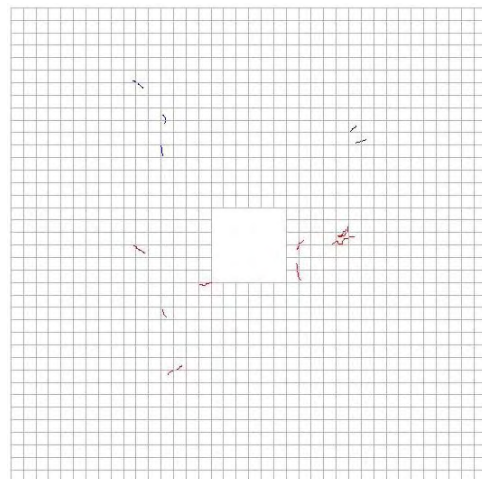
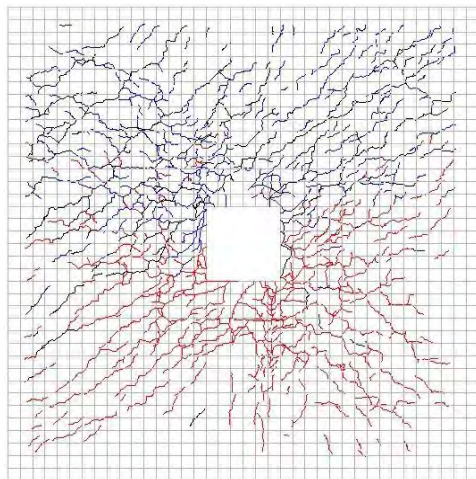
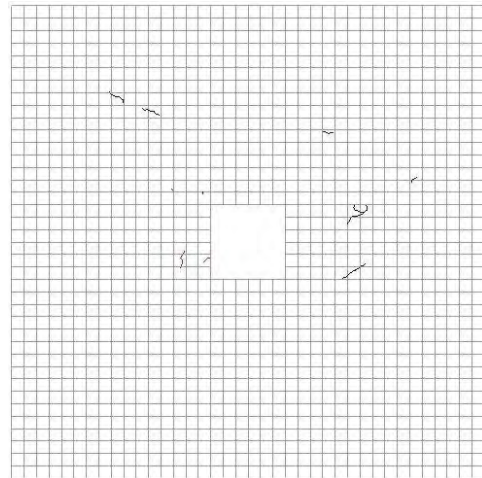
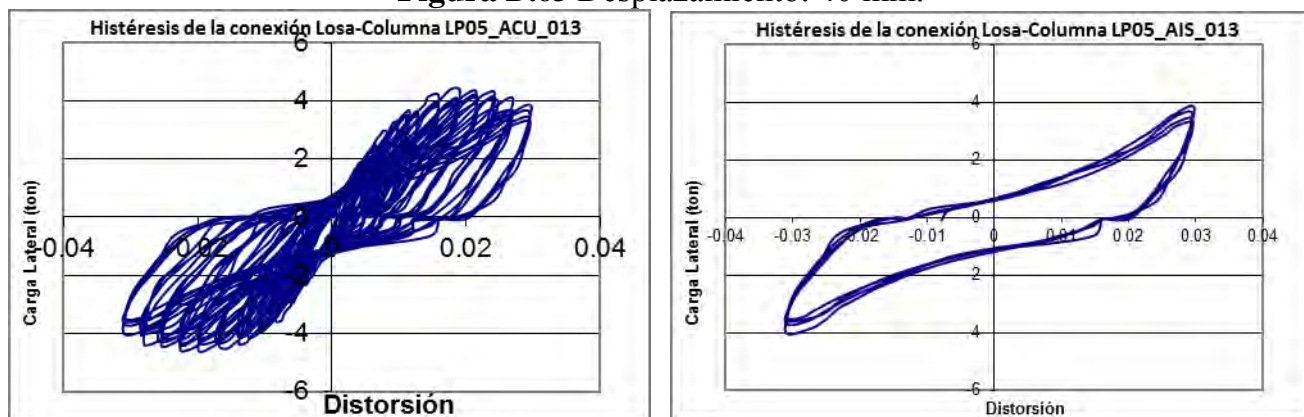
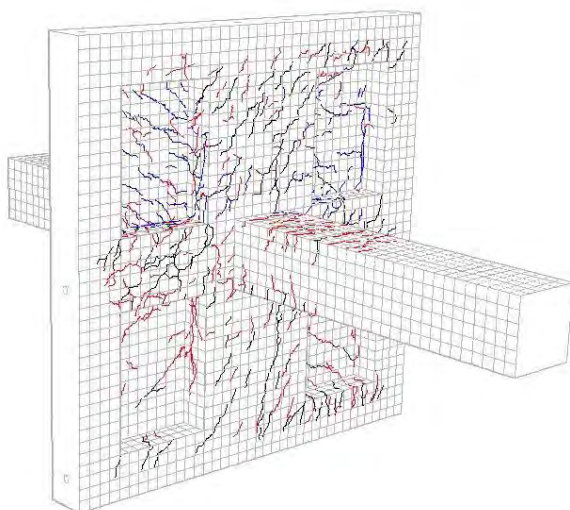


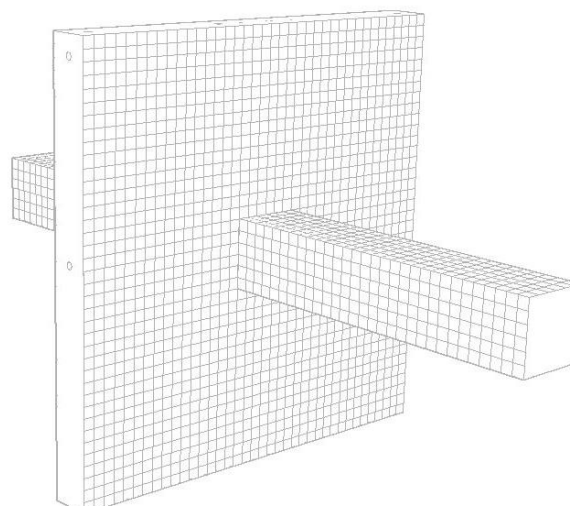
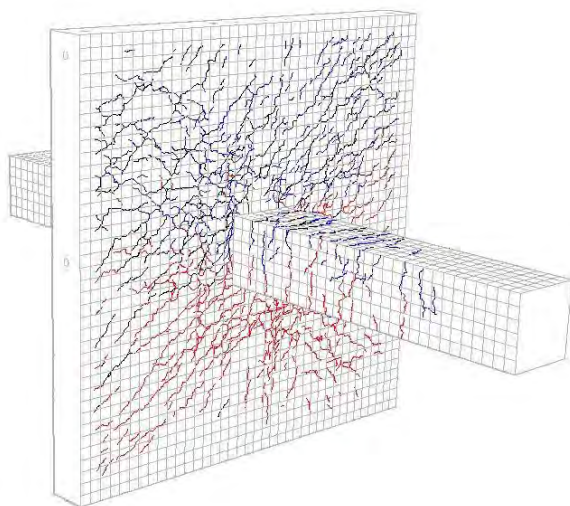
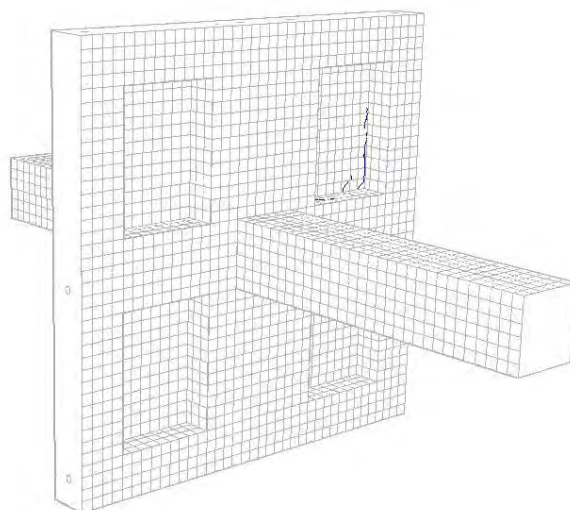
Figura D.63 Desplazamiento: 40 mm.



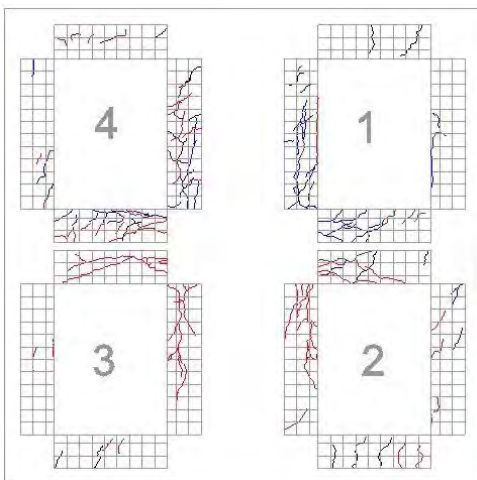
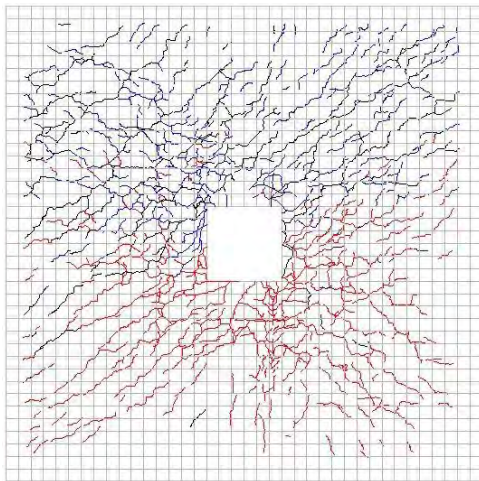
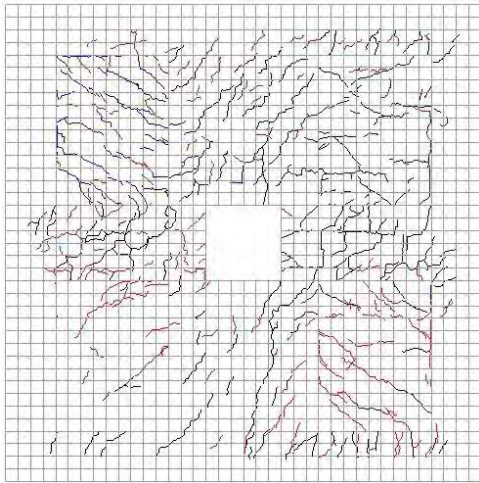
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

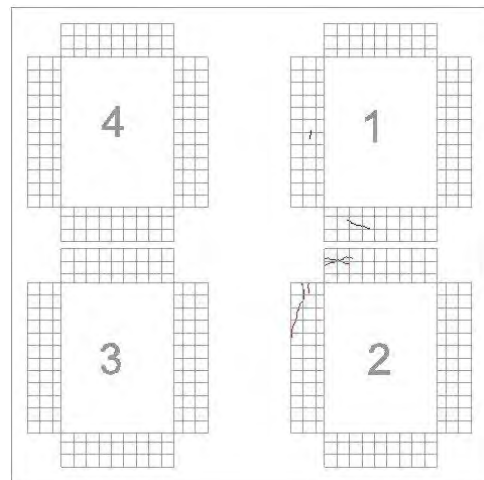
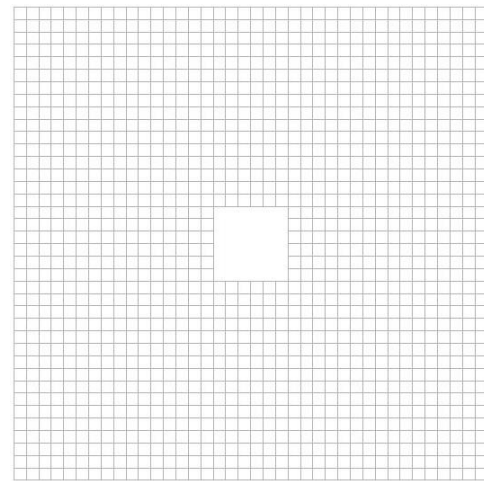
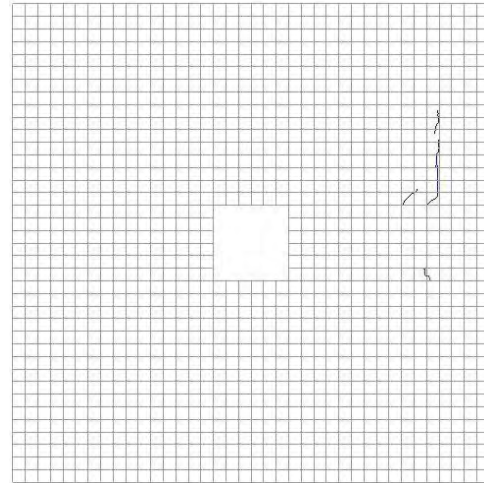
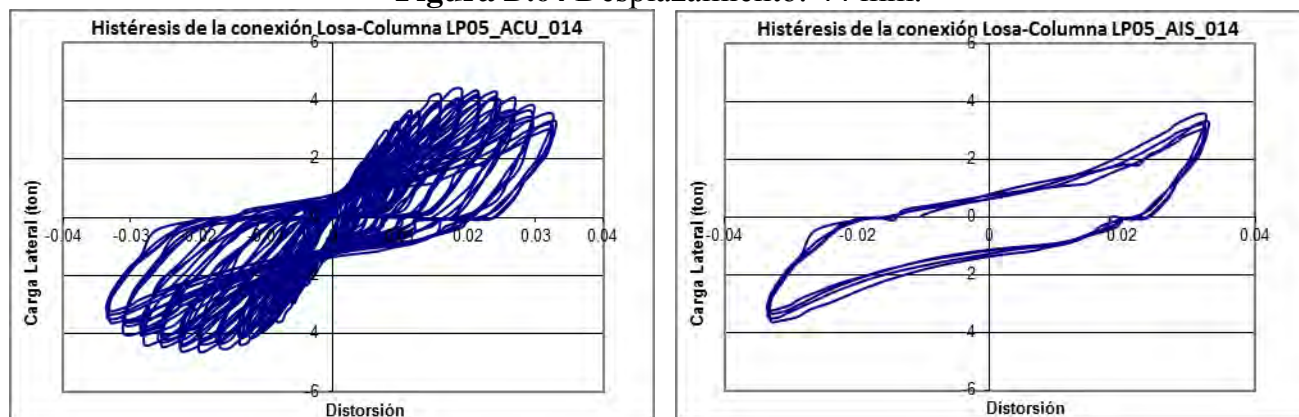
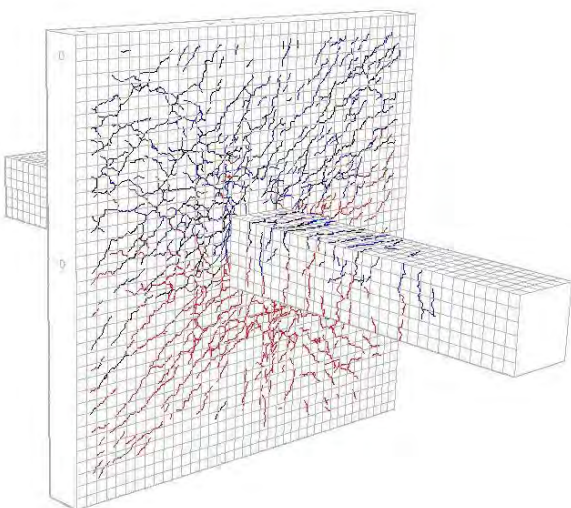
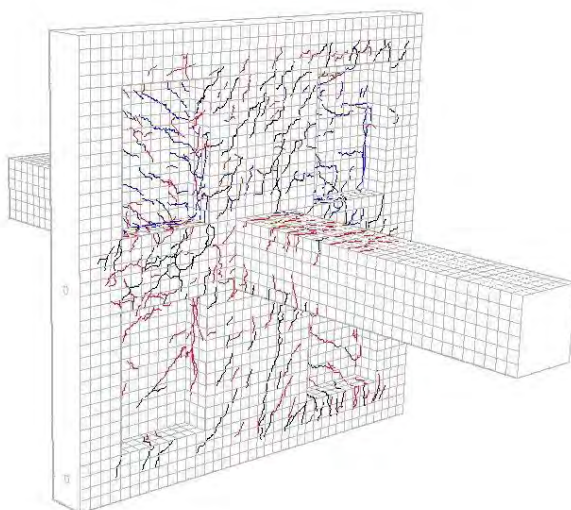


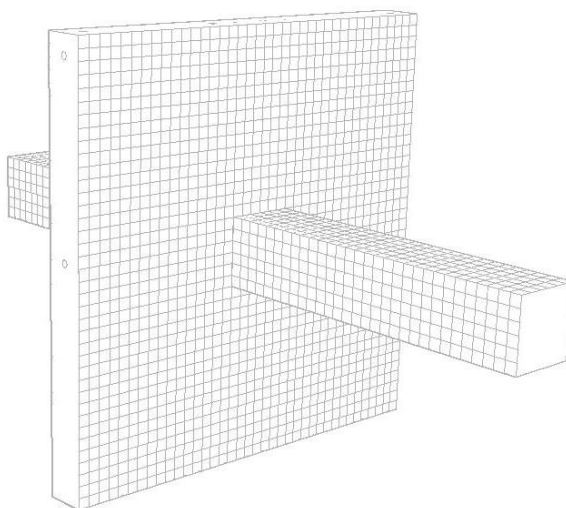
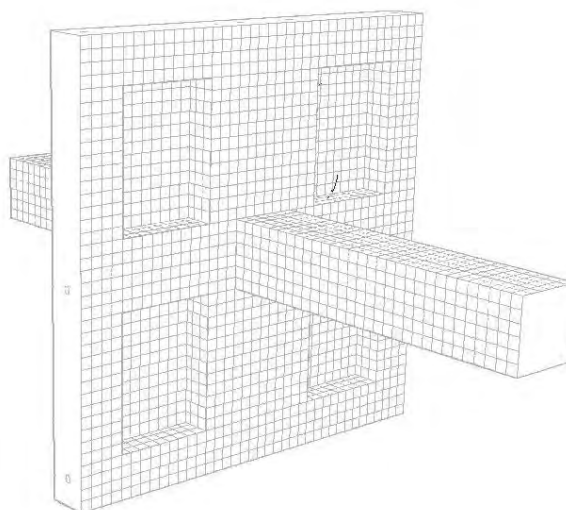
Figura D.64 Desplazamiento: 44 mm.



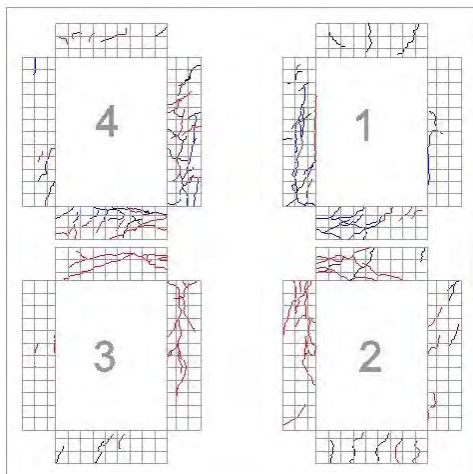
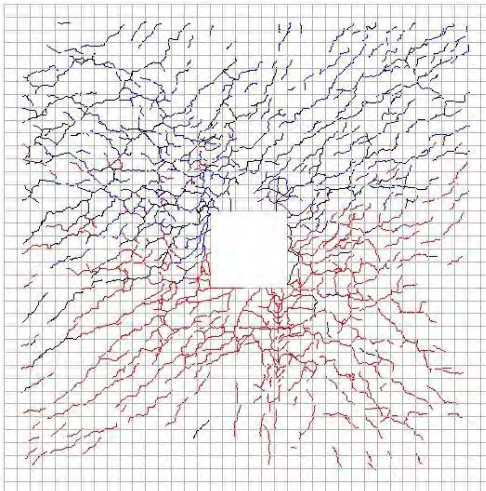
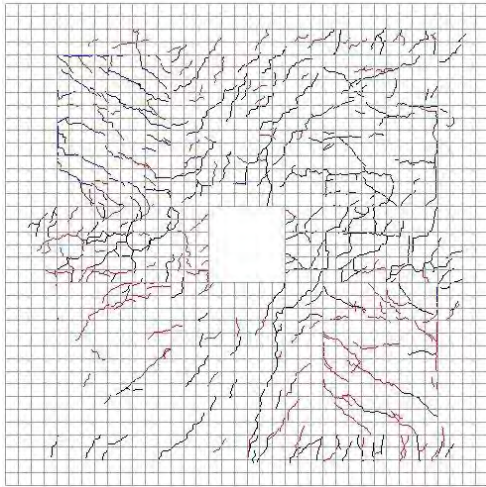
Daño acumulado.



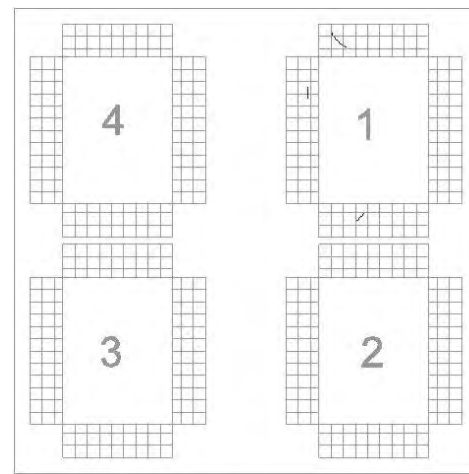
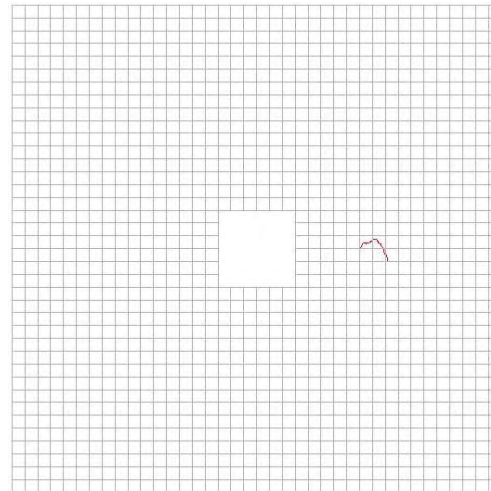
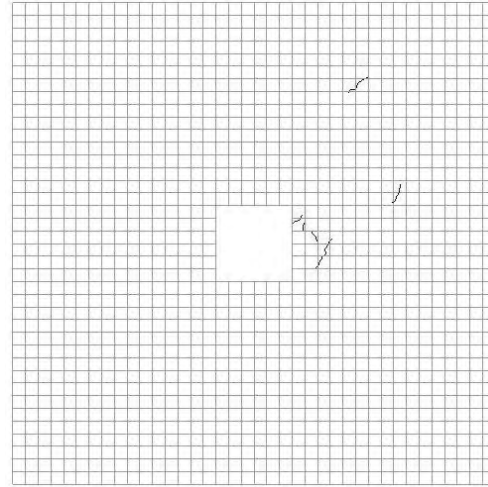
Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado



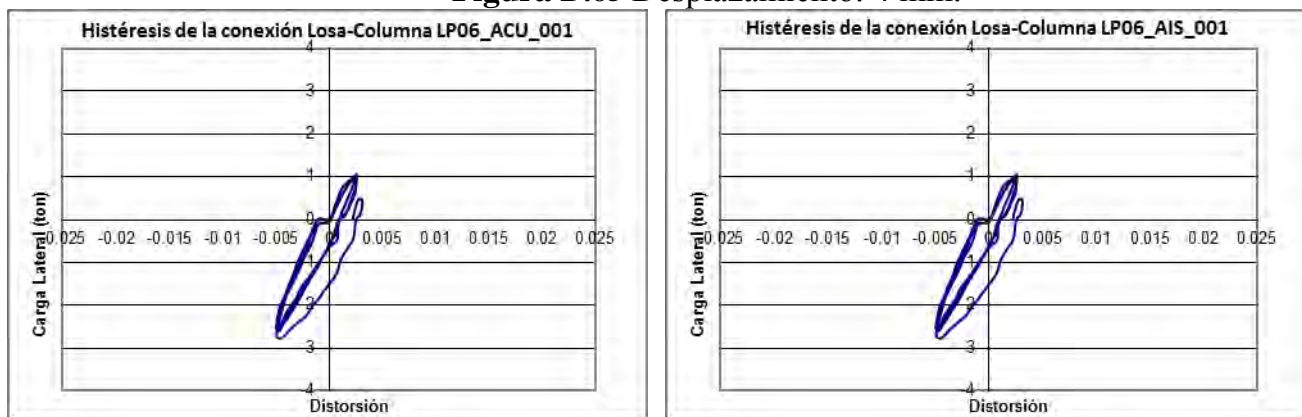
D.6 Espécimen LP-06: Diagramas de histéresis y grado de daño asociado

En la tabla D.5 se muestra el valor del desplazamiento objetivo en cada incremento.

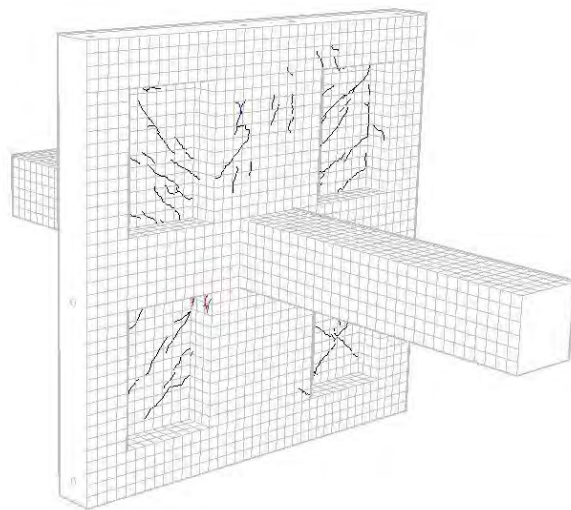
Tabla D.5 Desplazamiento Objetivo LP-06

Incrementos	Desplazamiento Máximo (mm)
1	4
2	6
3	8
4	10
5	12
6	14
7	16
8	20
9	24
10	28
11	32
12	36
13	40
14	60

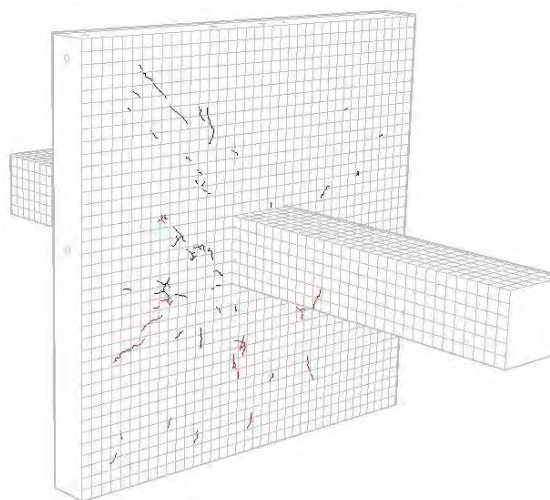
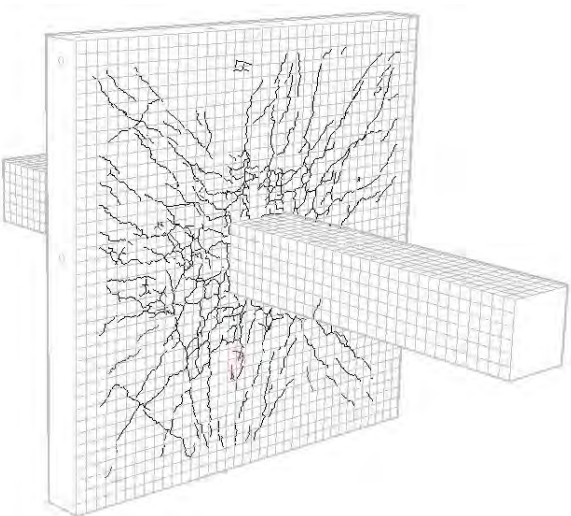
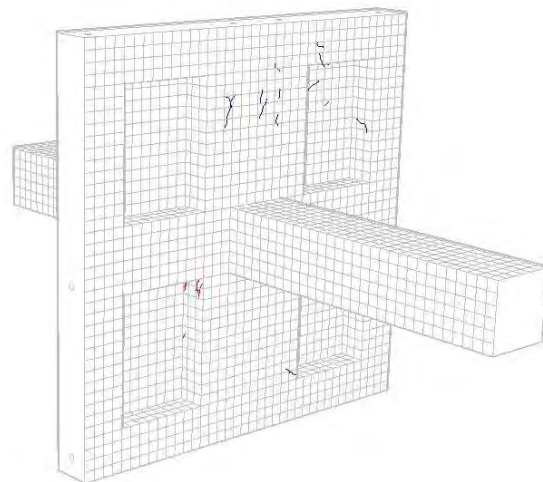
Figura D.65 Desplazamiento: 4 mm.



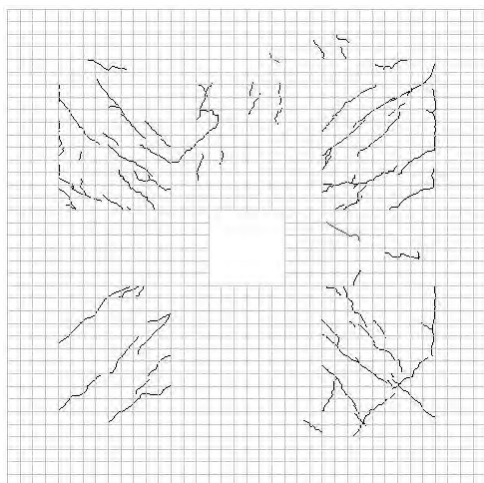
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

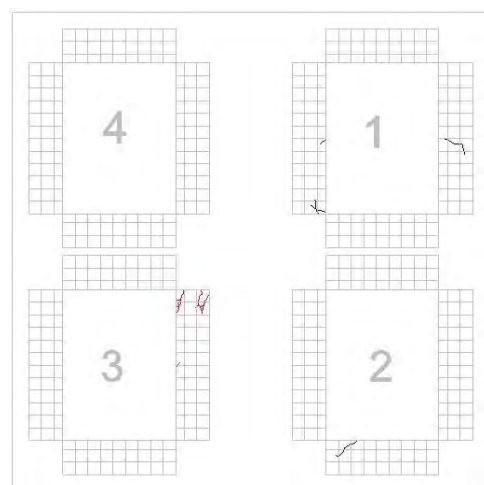
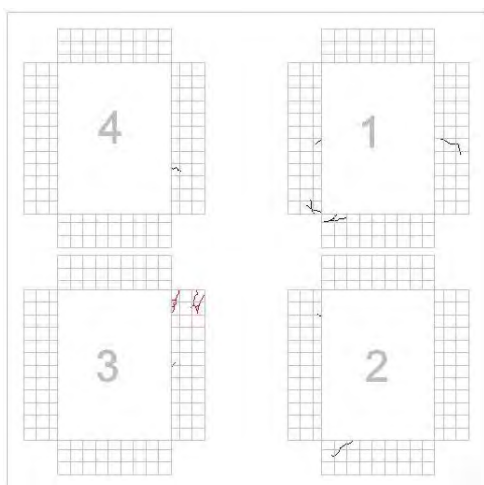
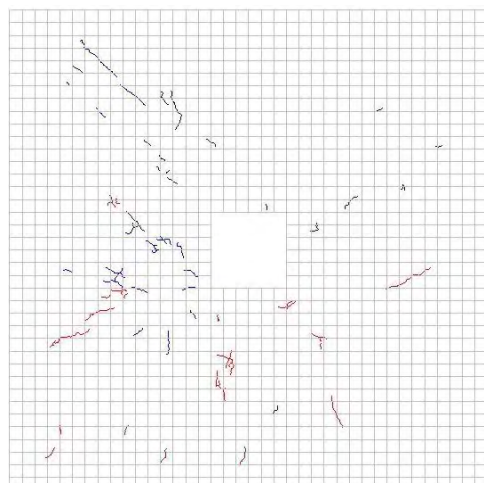
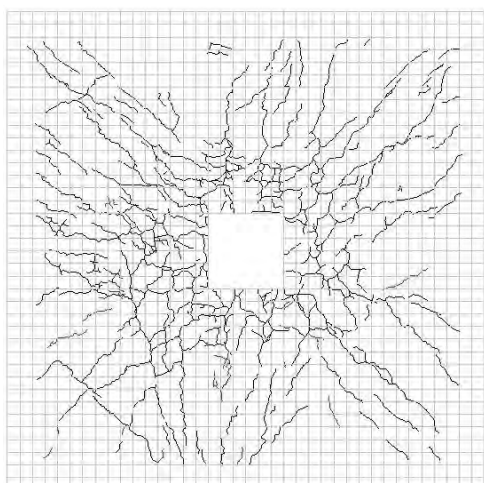
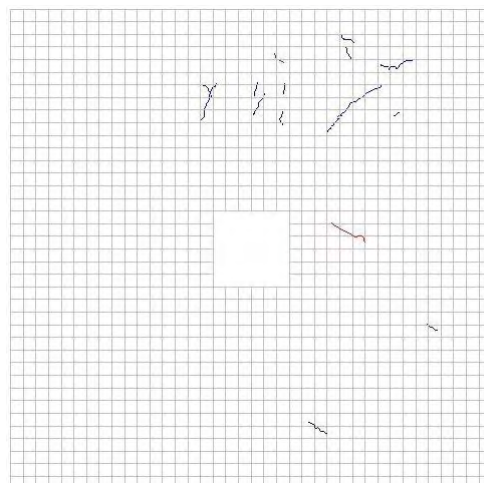
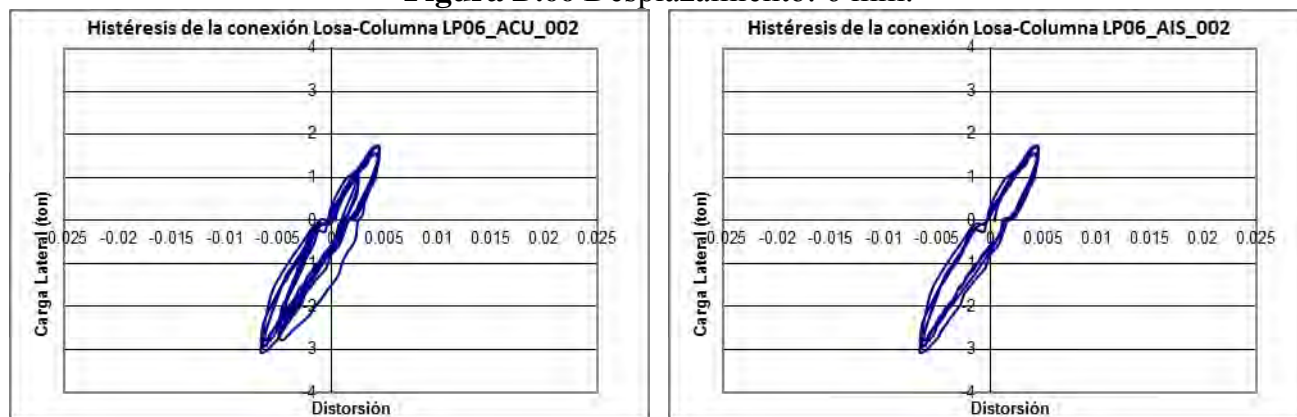
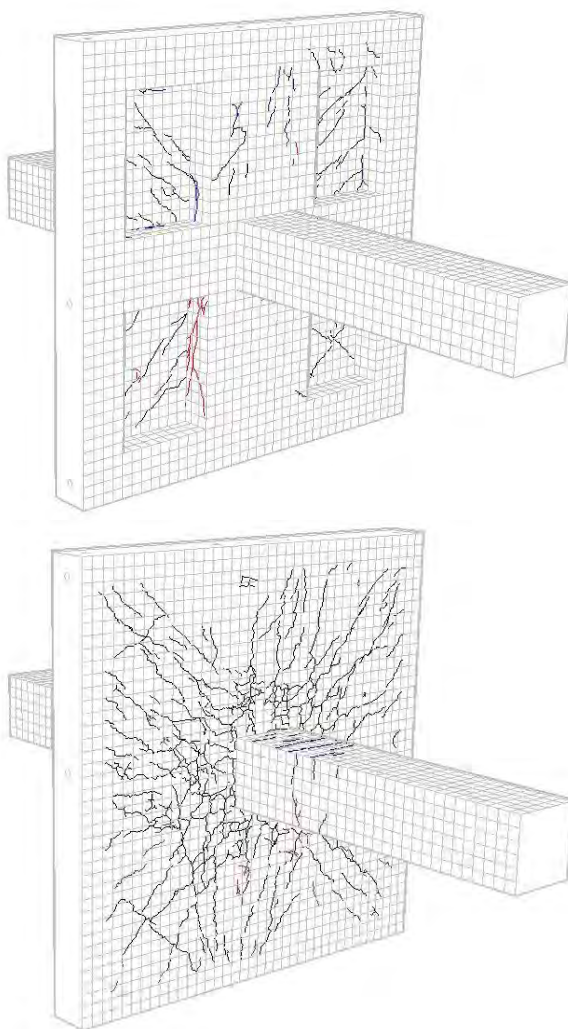


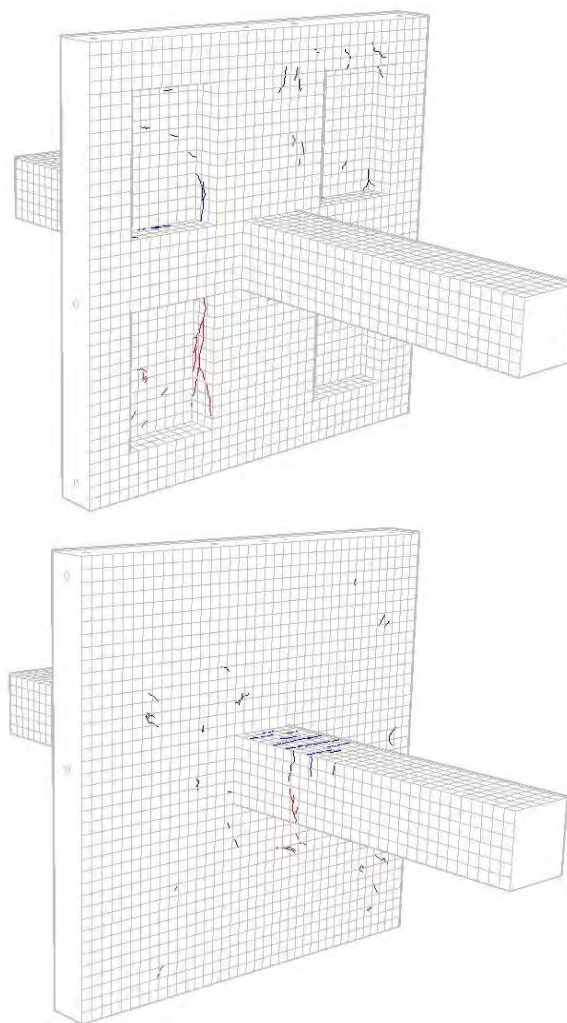
Figura D.66 Desplazamiento: 6 mm.



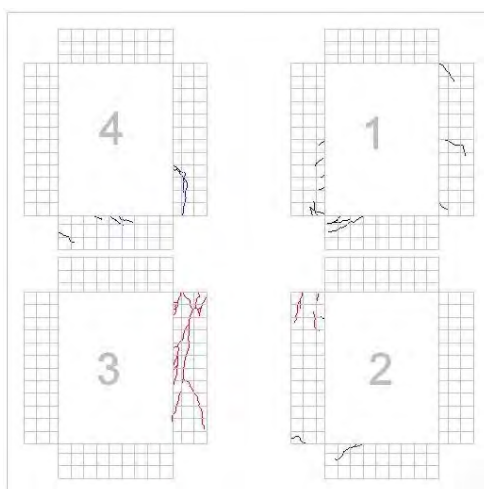
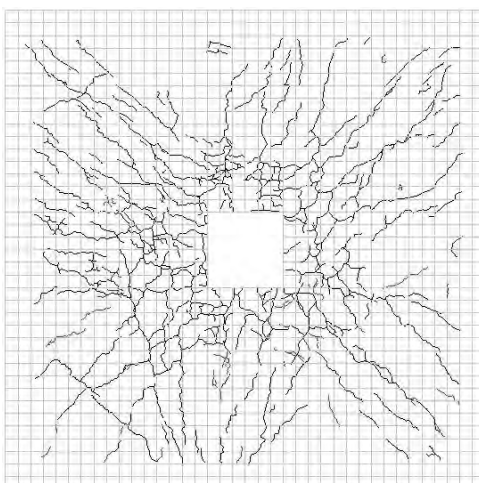
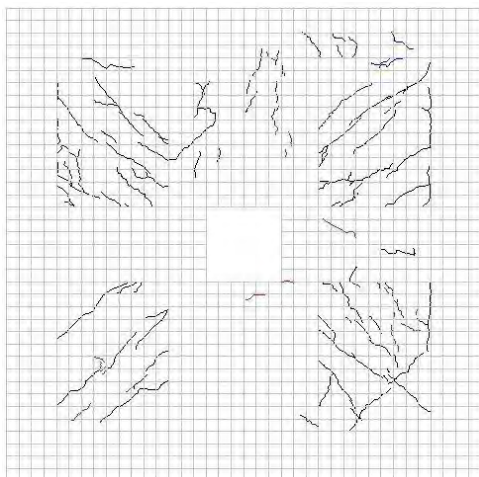
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

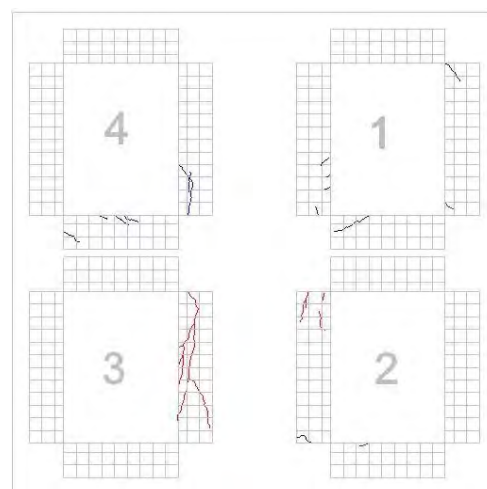
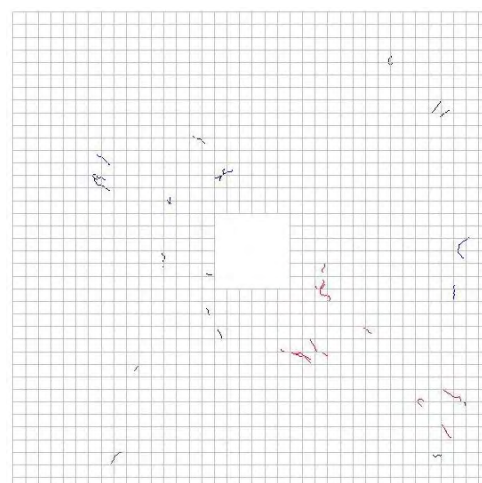
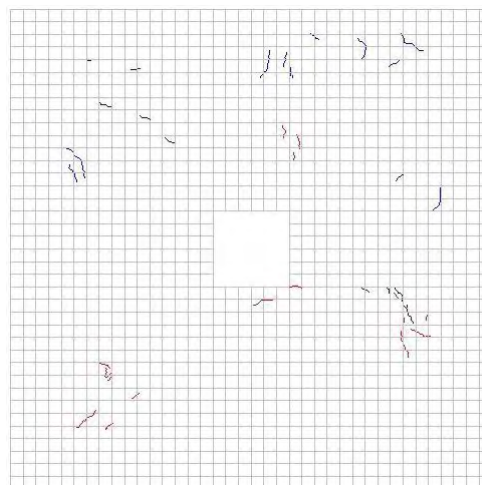
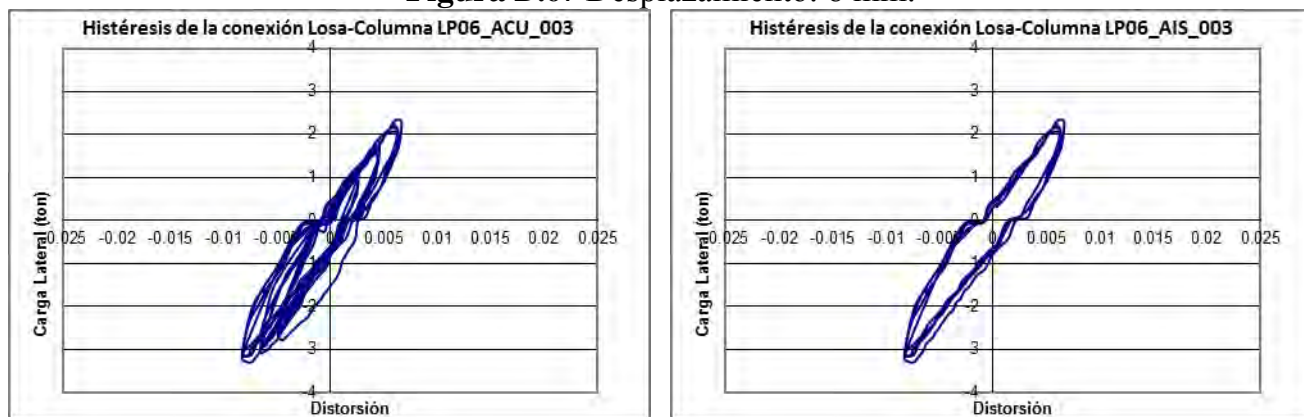
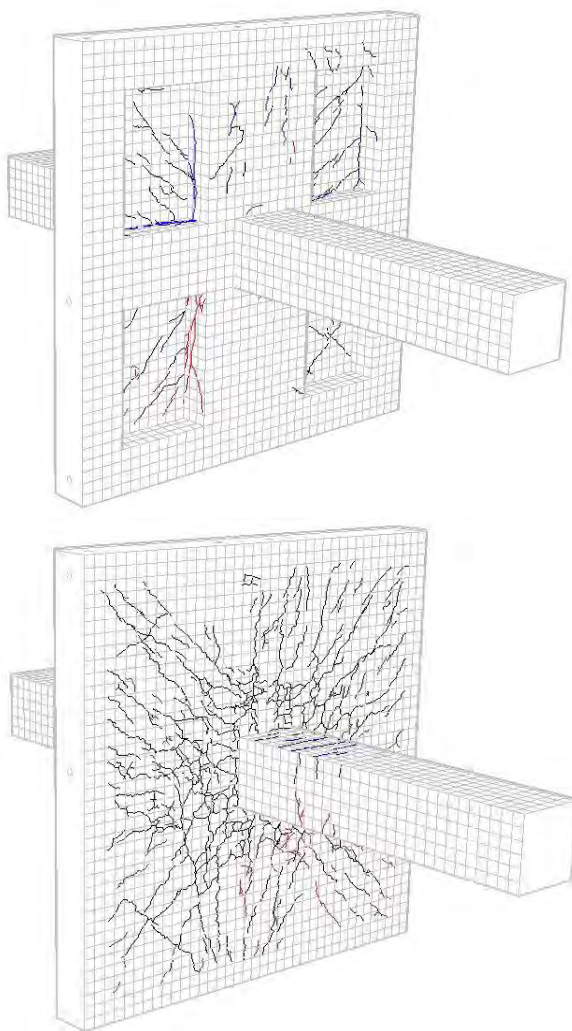


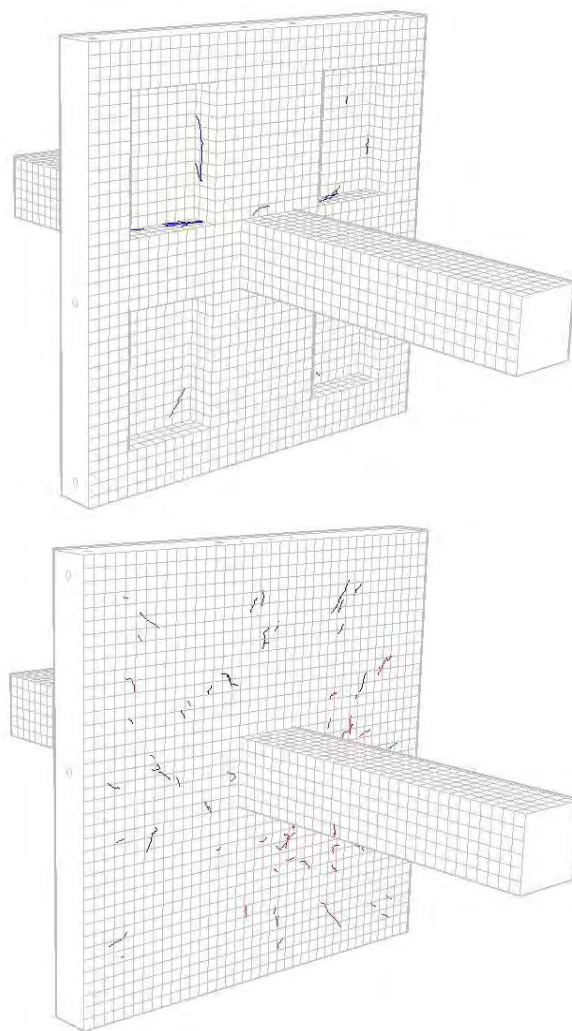
Figura D.67 Desplazamiento: 8 mm.



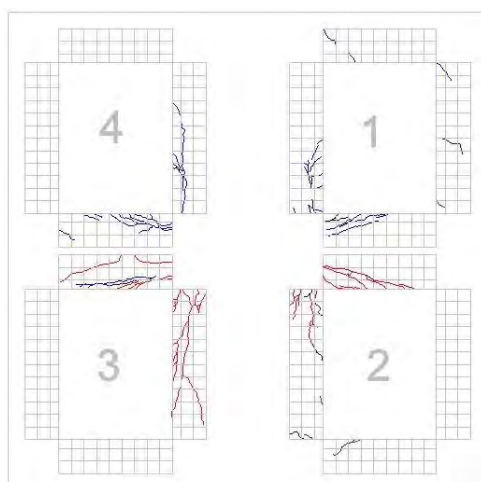
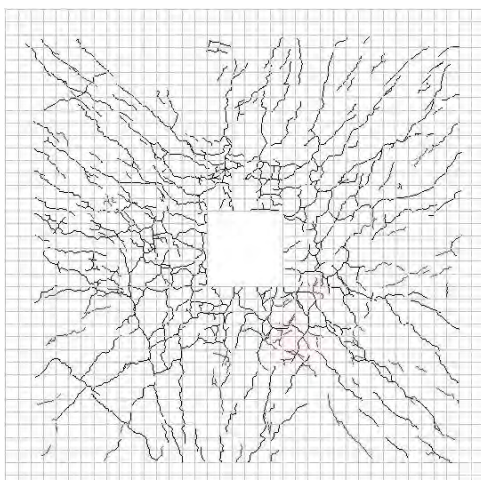
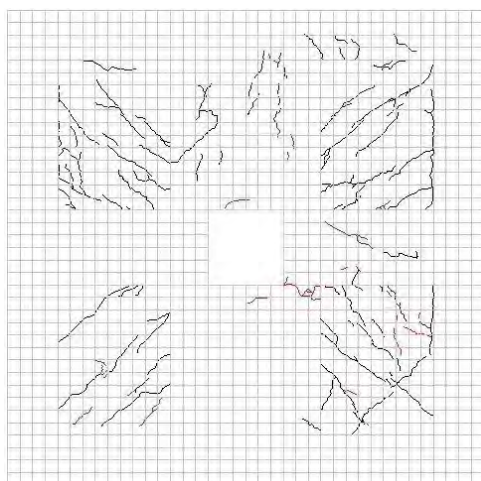
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

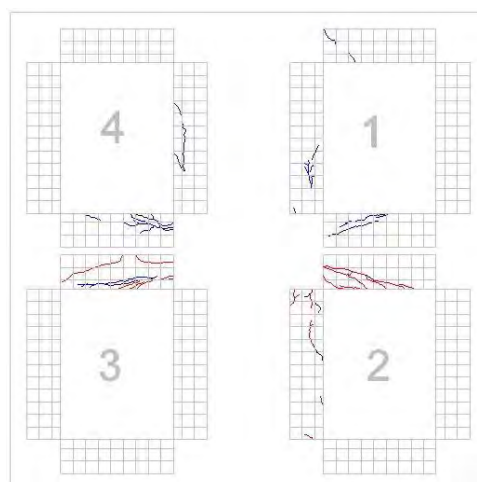
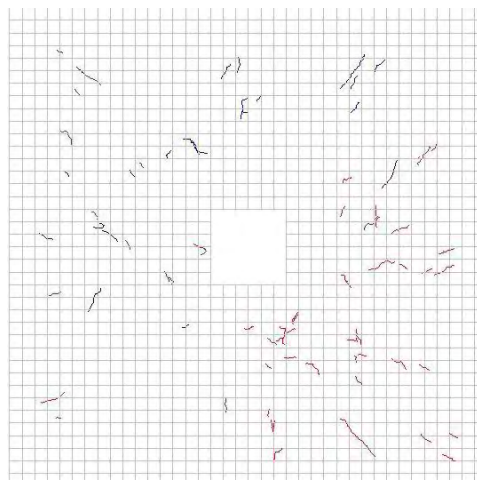
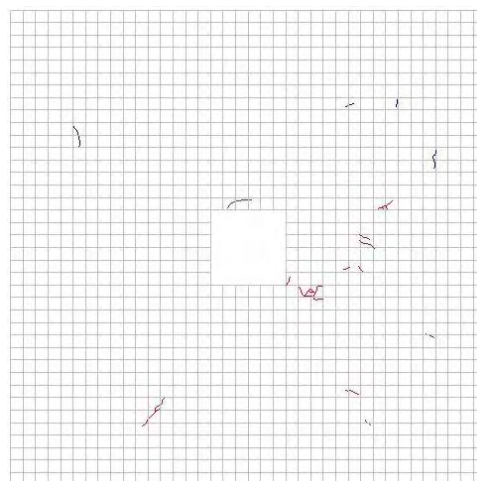
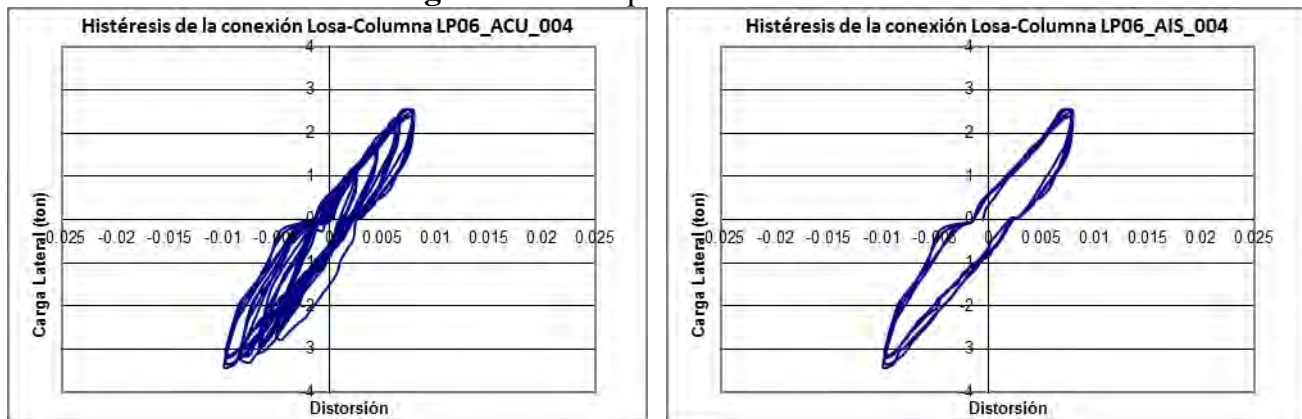
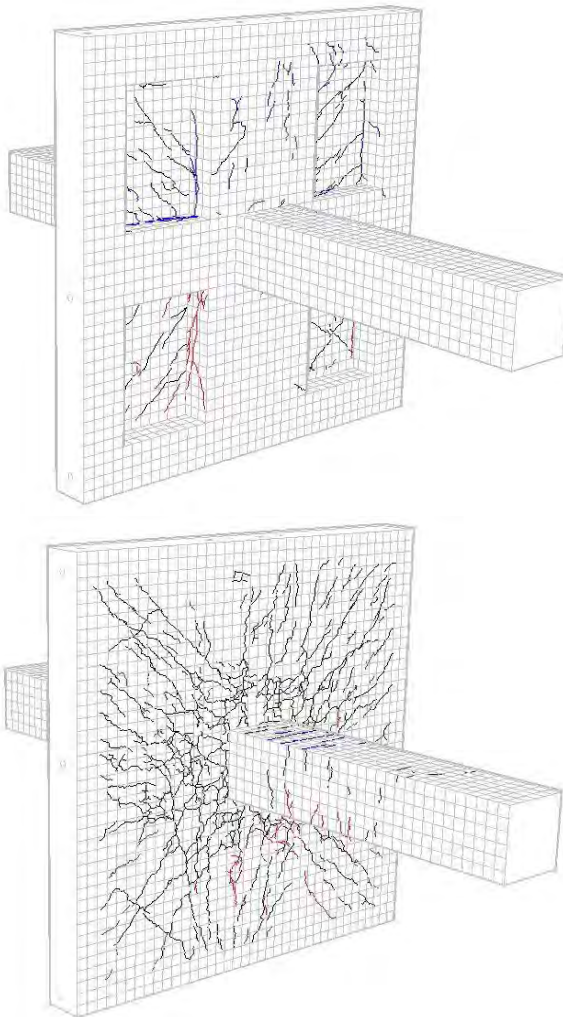


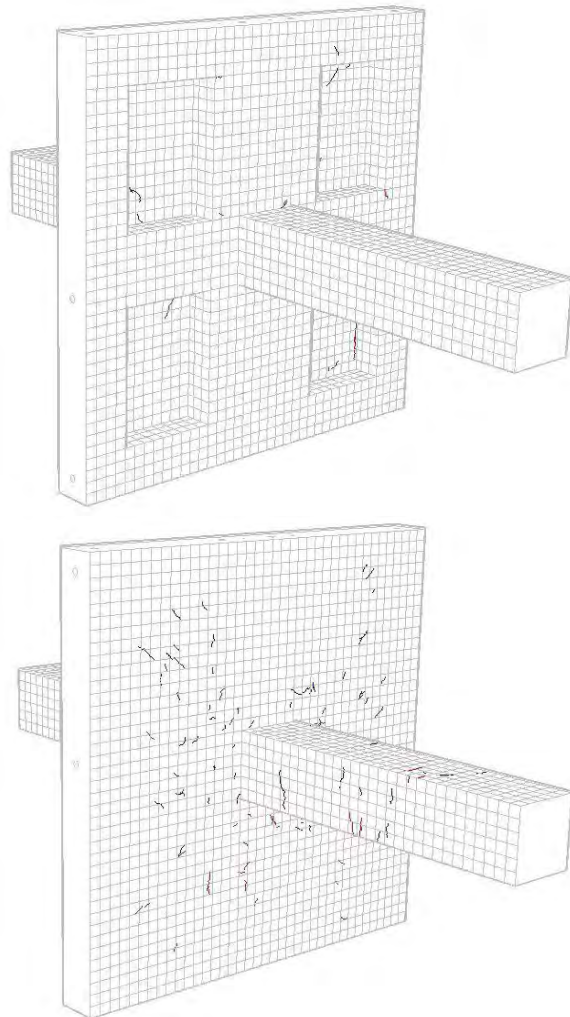
Figura D.68 Desplazamiento: 10 mm.



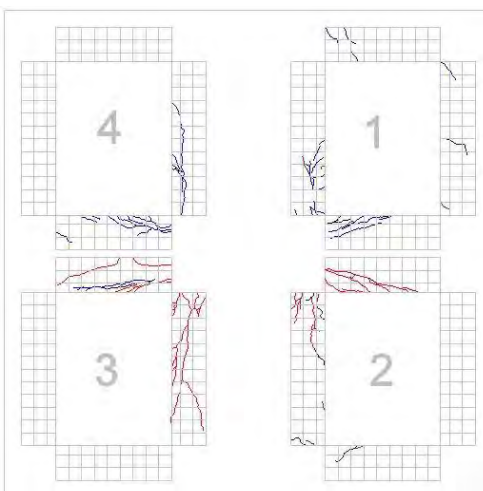
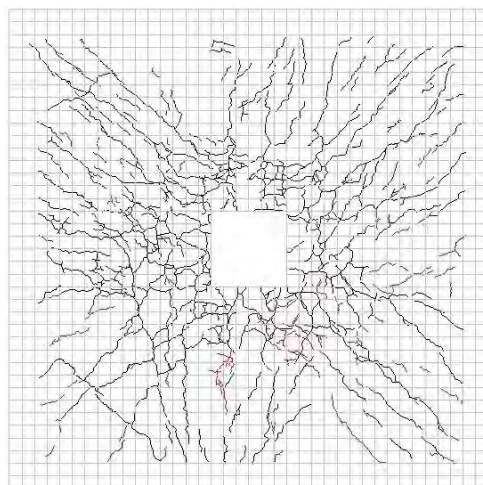
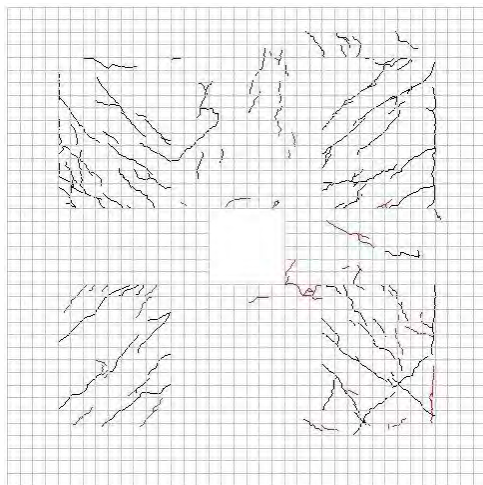
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

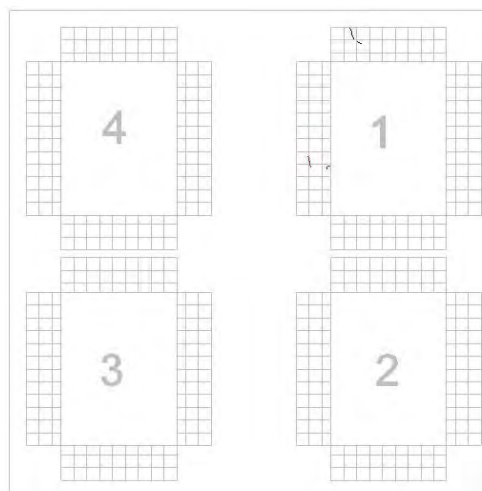
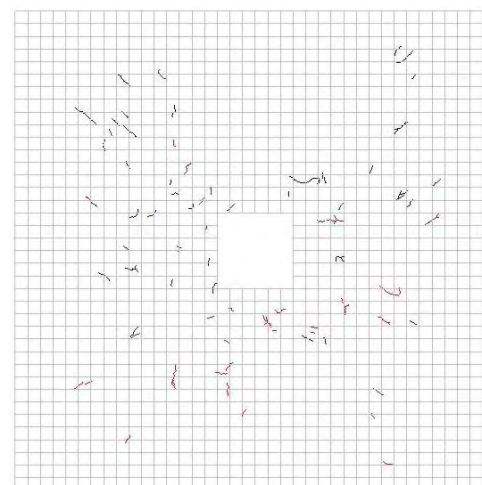
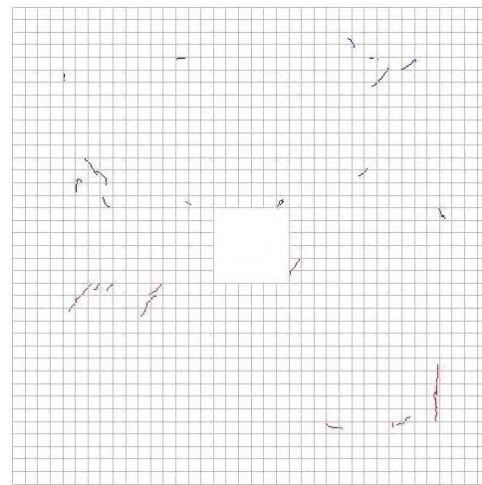
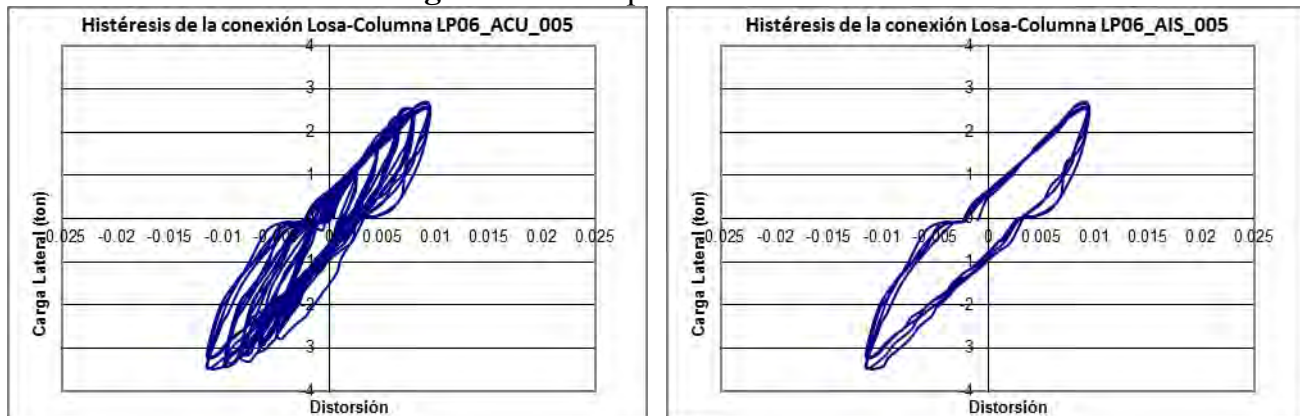
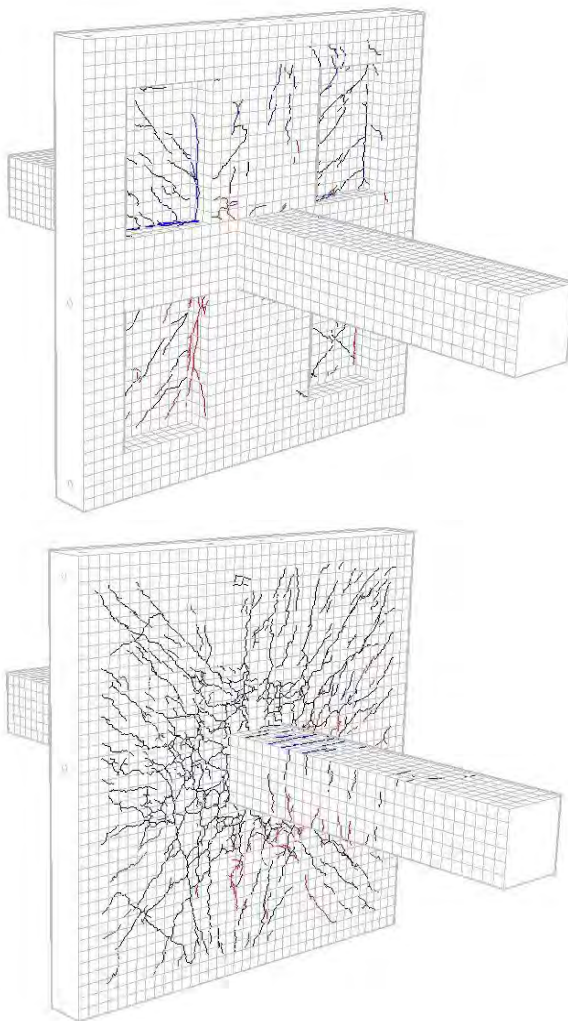


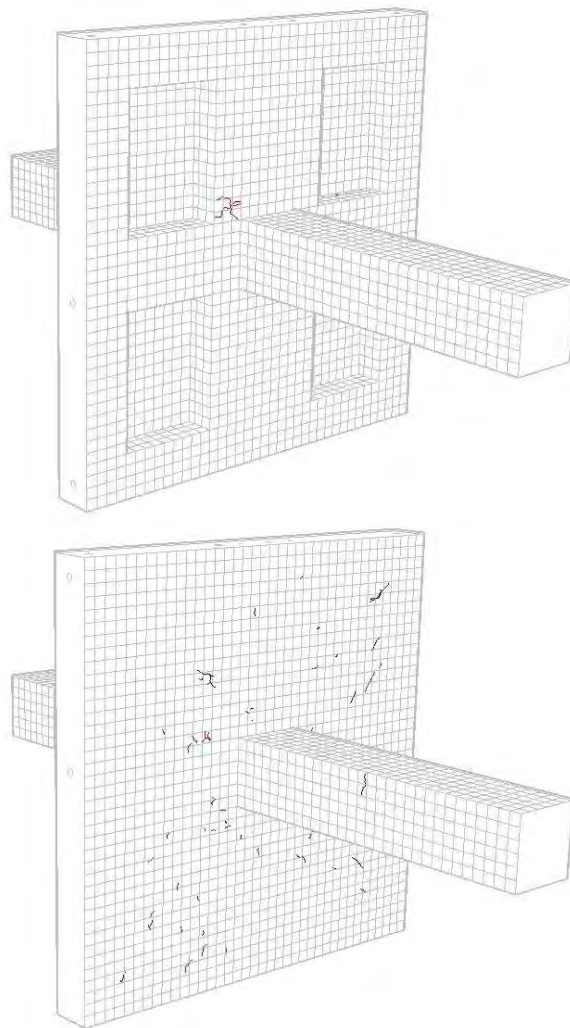
Figura D.69 Desplazamiento: 12 mm.



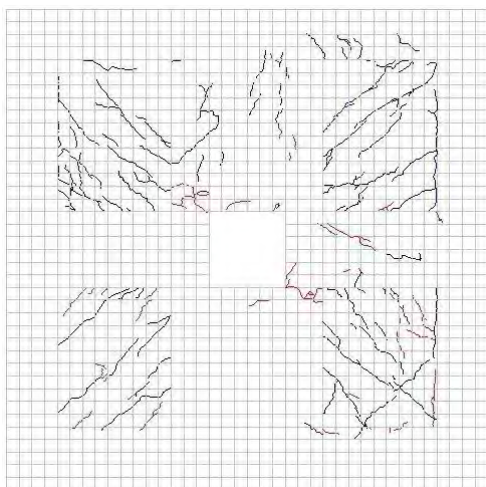
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

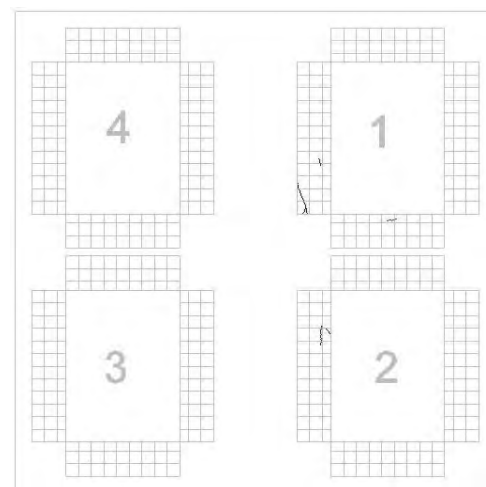
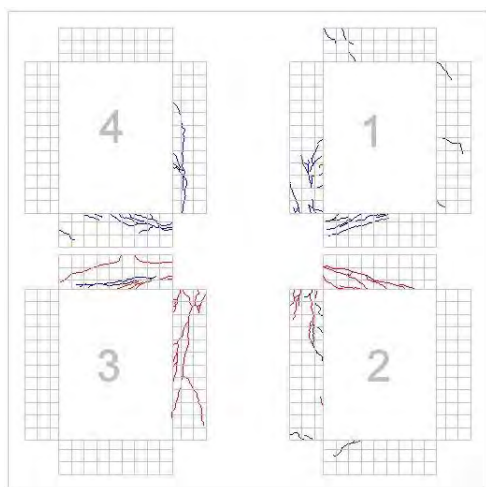
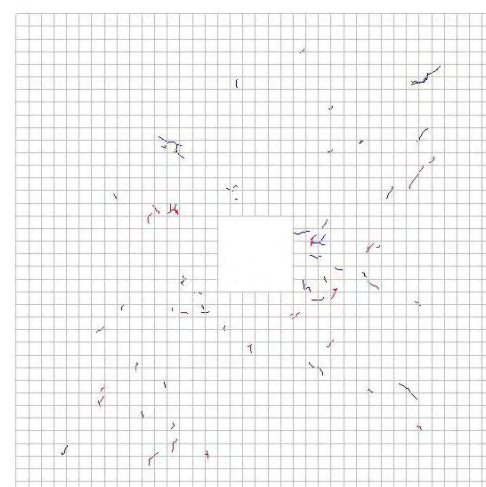
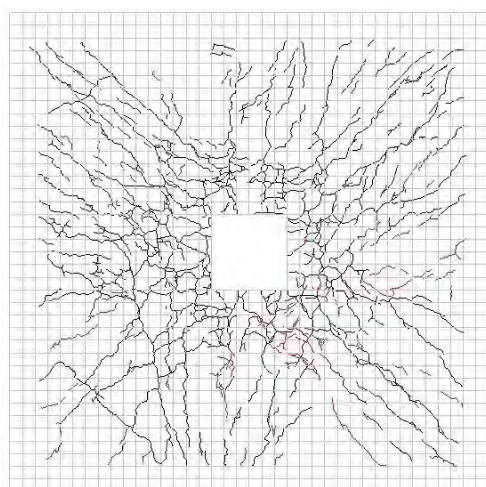
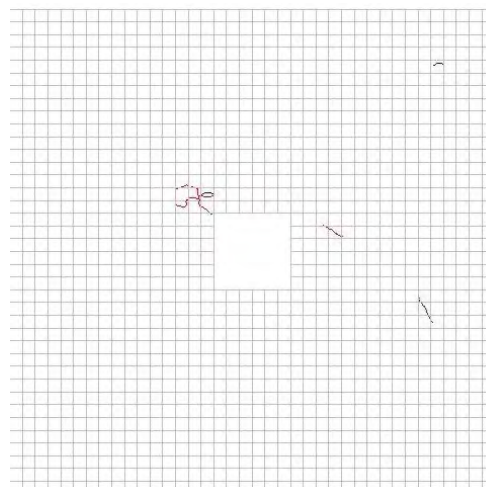
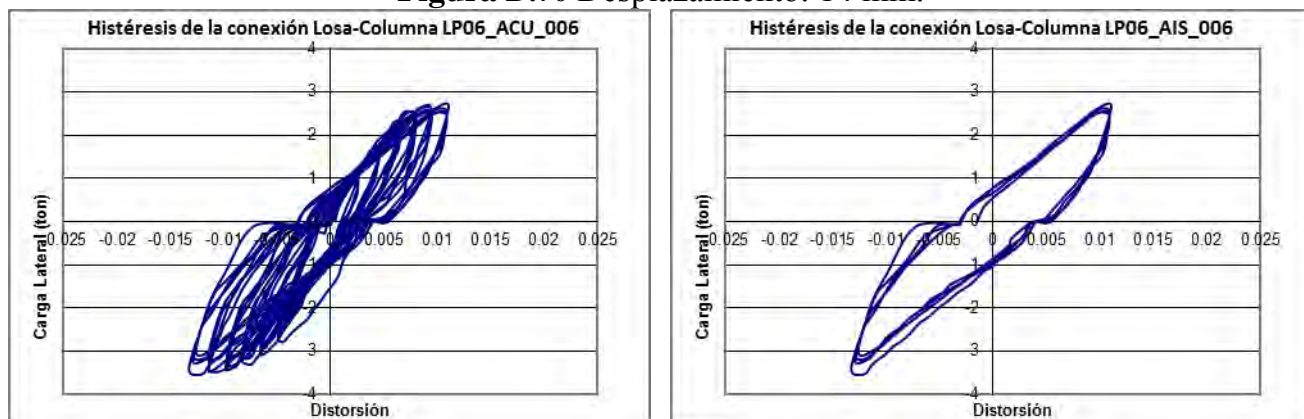
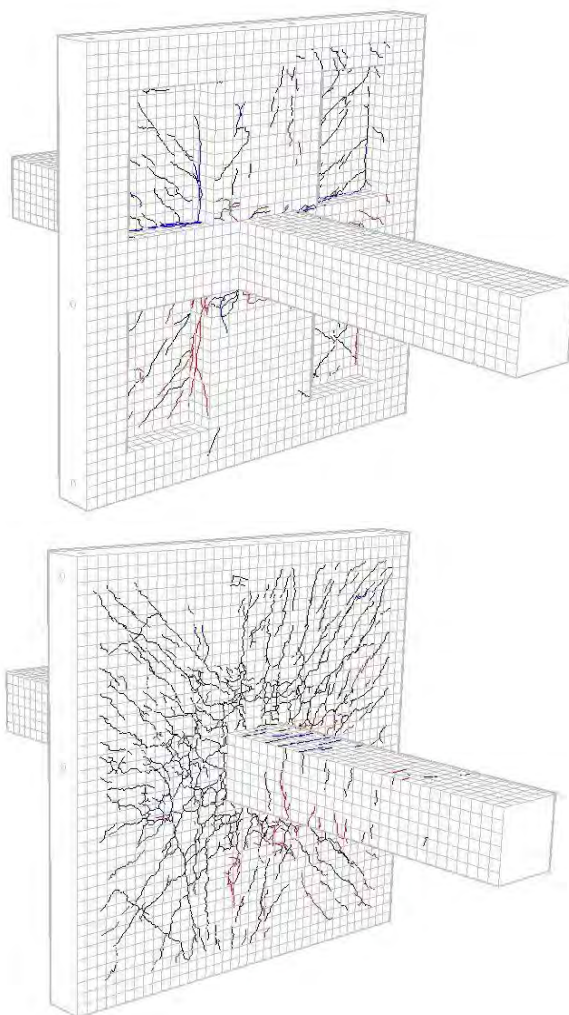


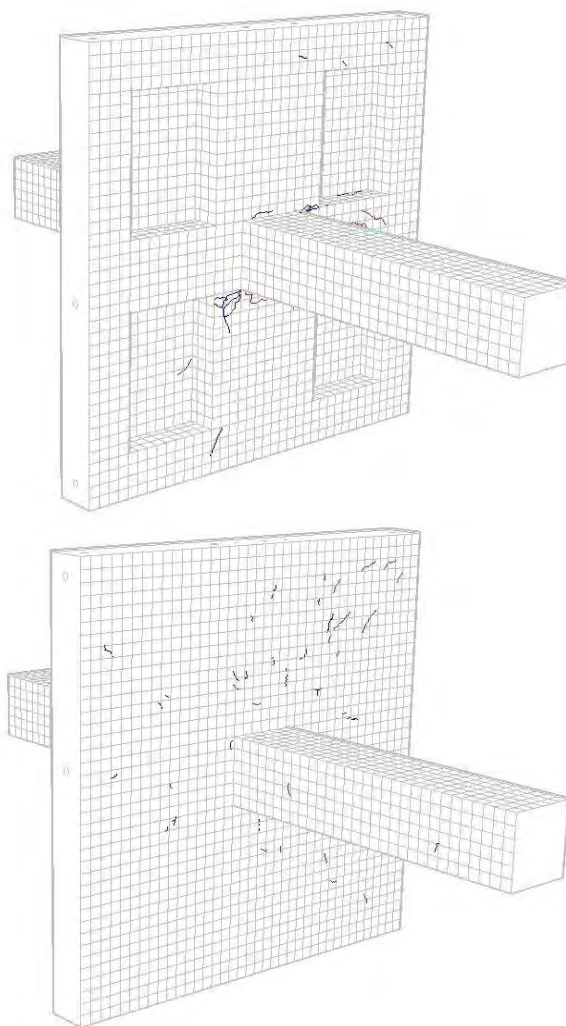
Figura D.70 Desplazamiento: 14 mm.



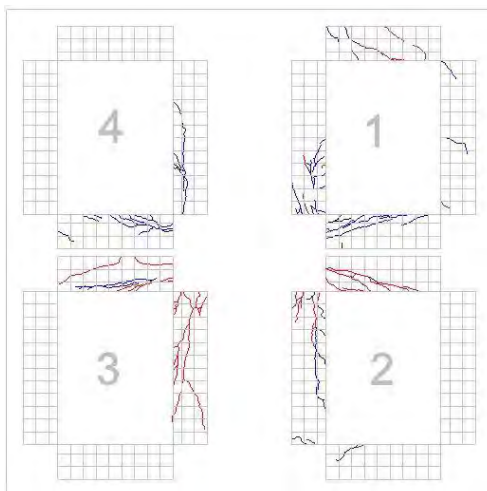
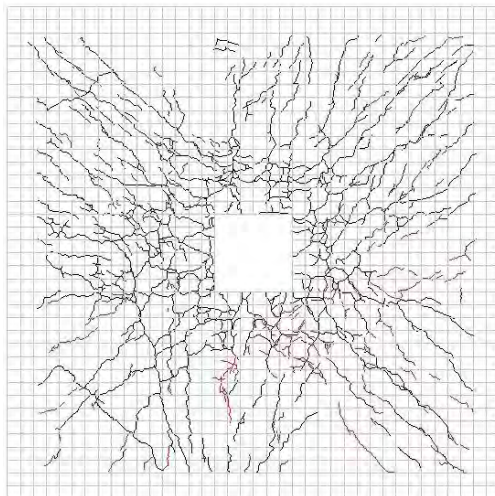
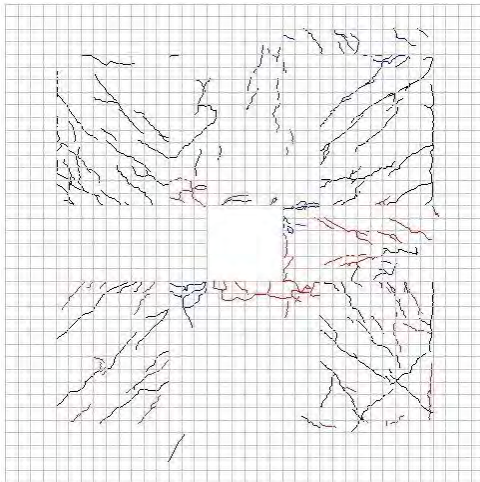
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

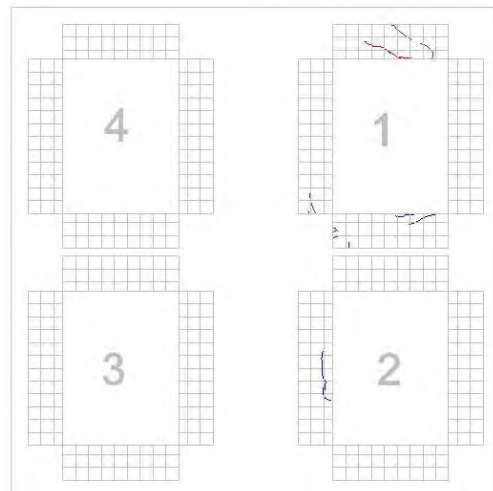
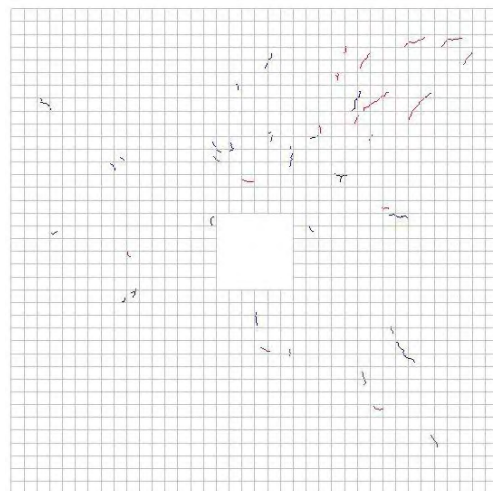
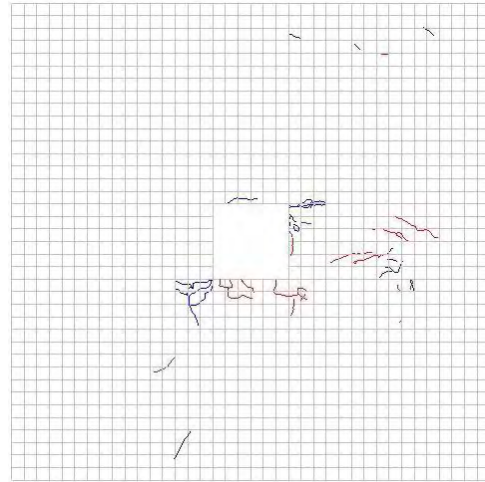
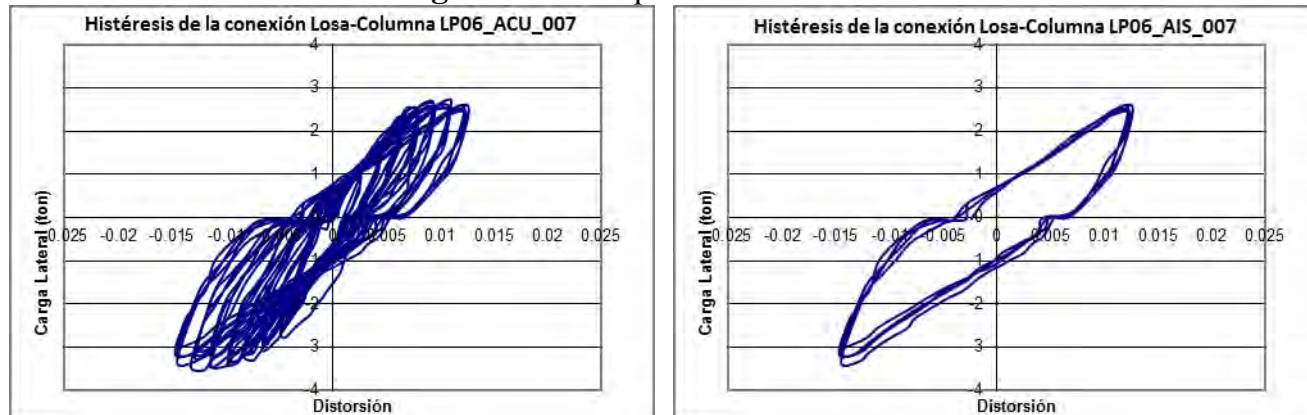
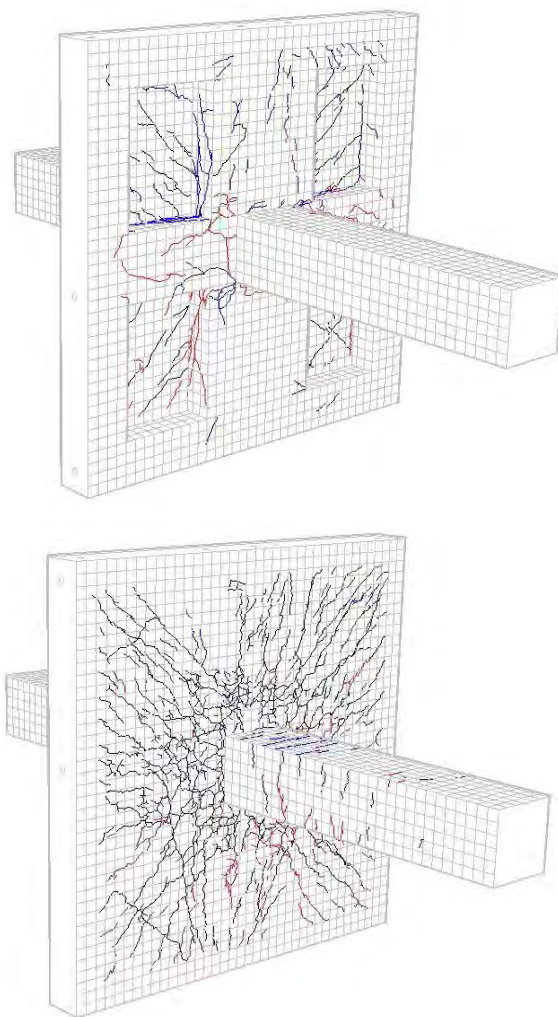


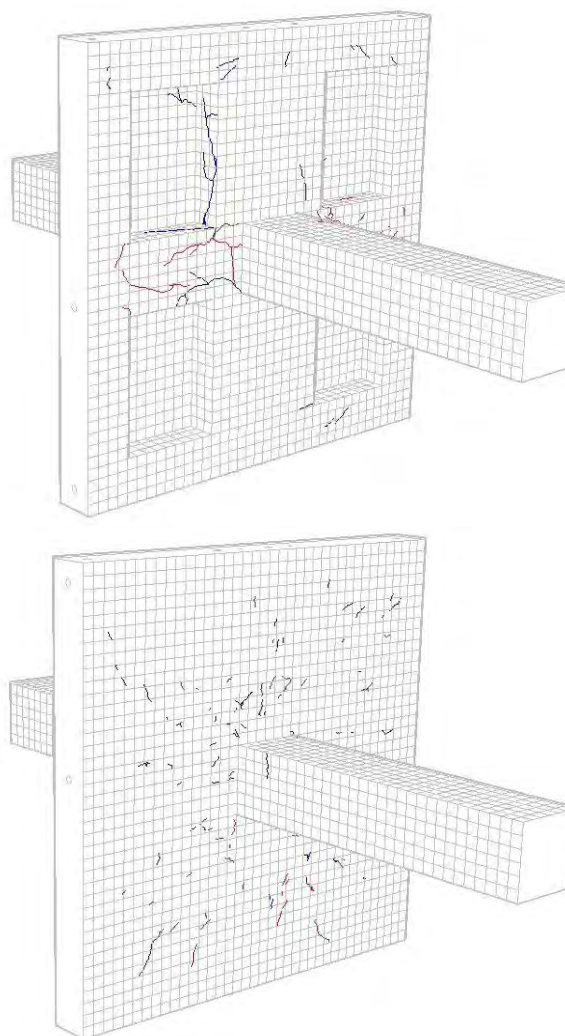
Figura D.71 Desplazamiento: 16 mm.



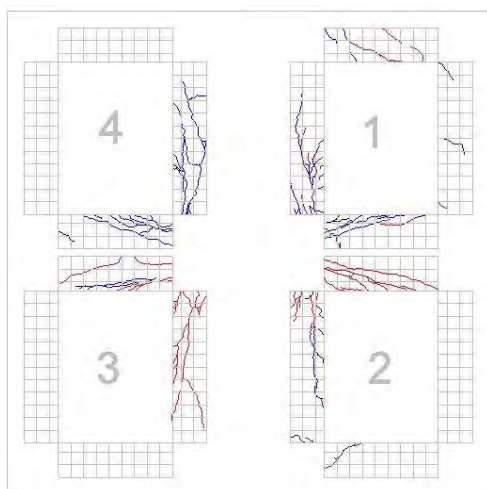
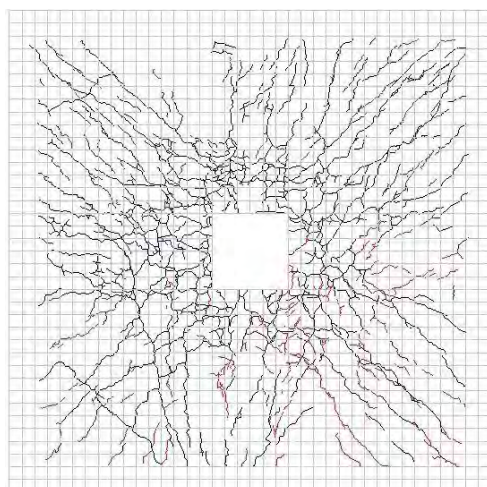
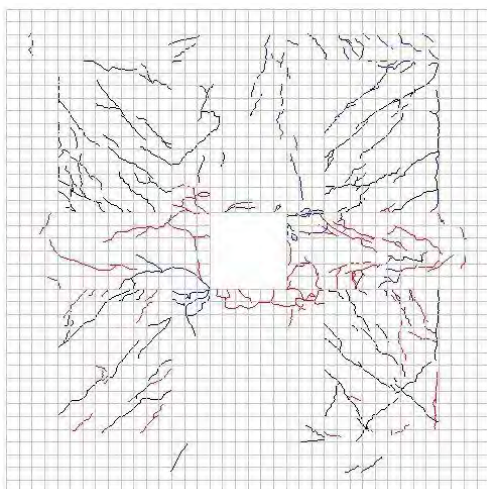
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

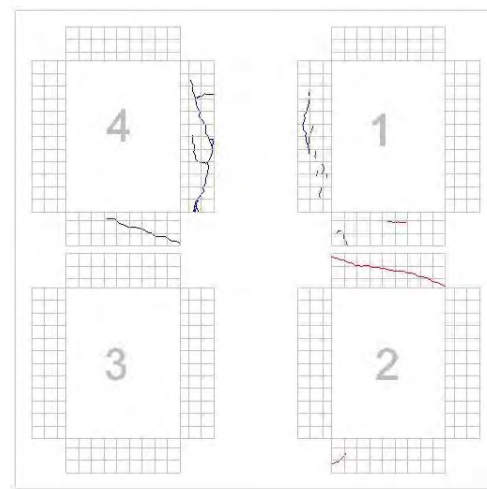
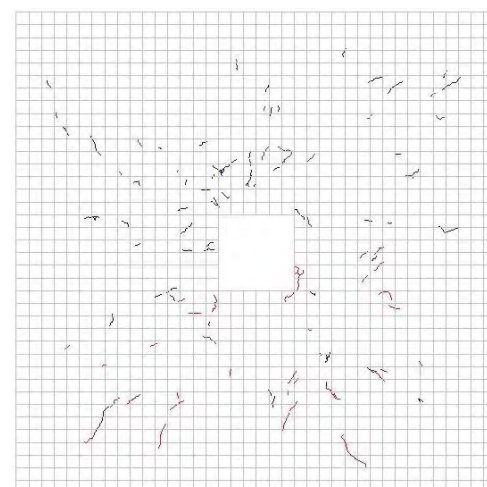
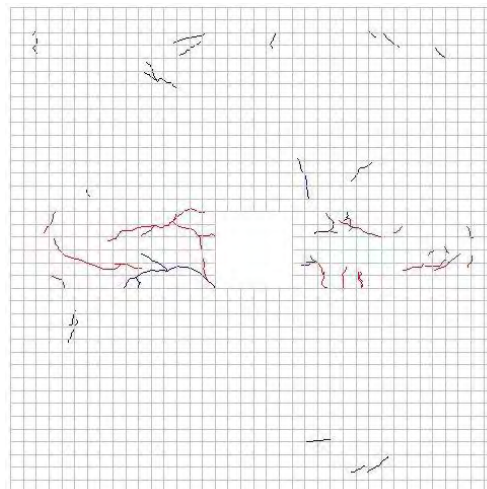
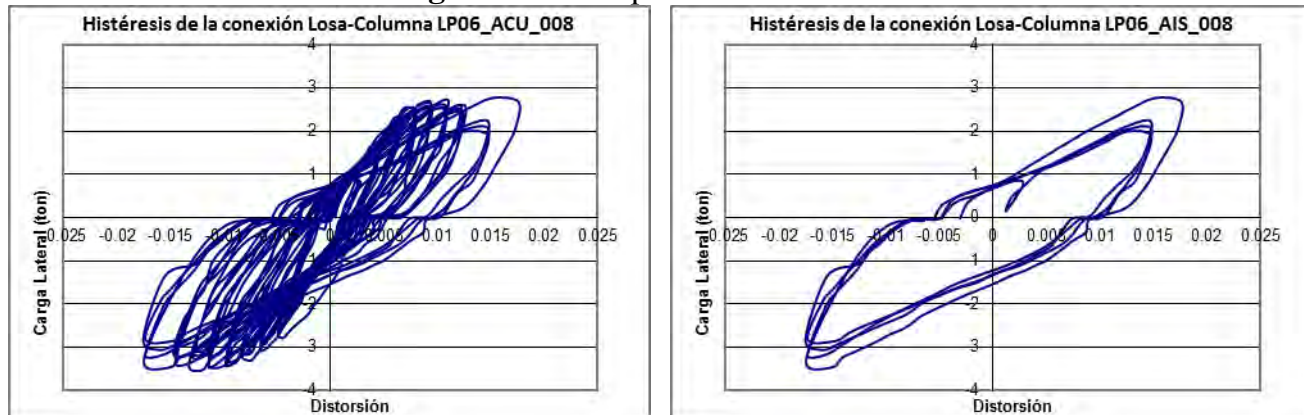
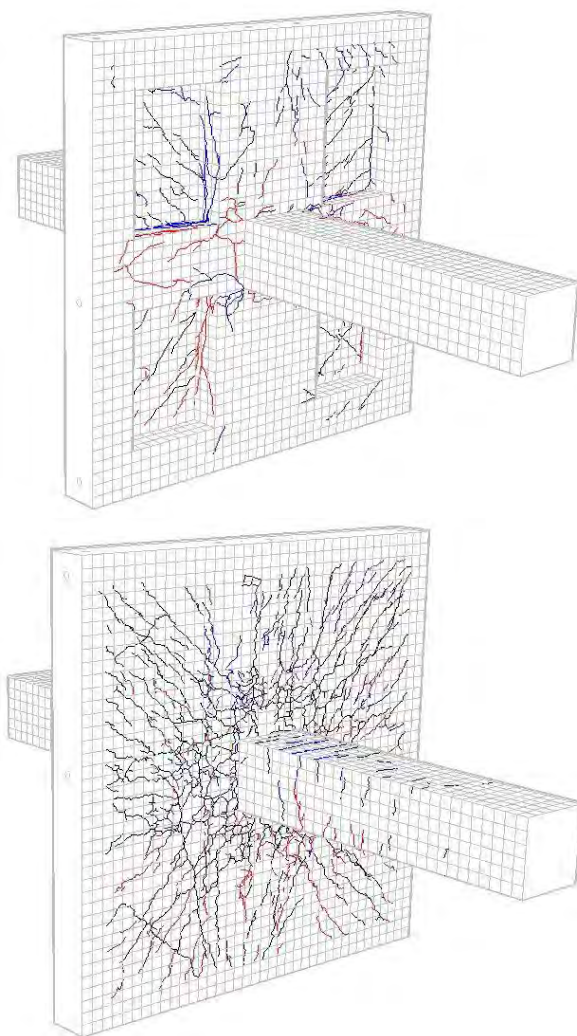


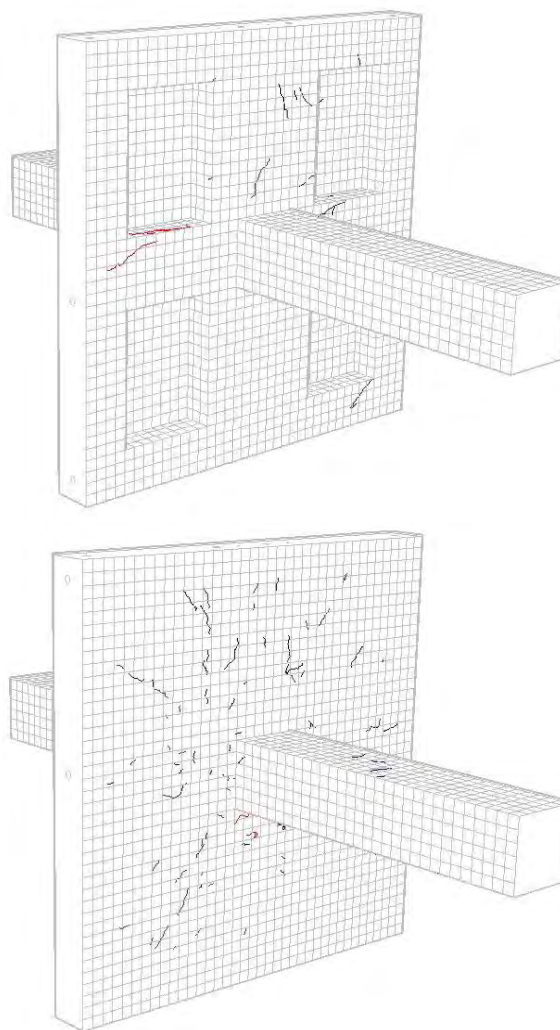
Figura D.72 Desplazamiento: 20 mm.



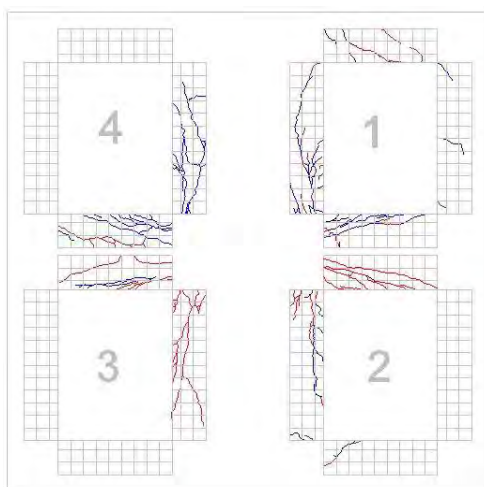
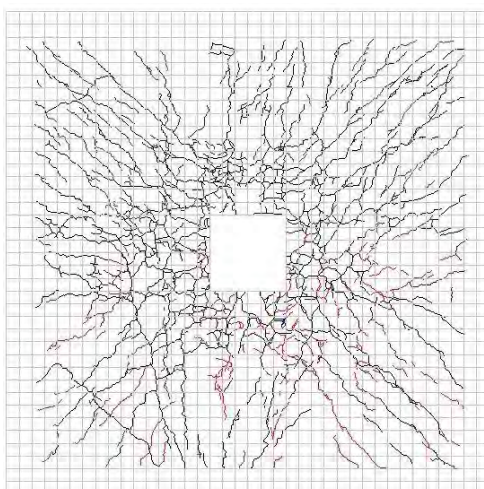
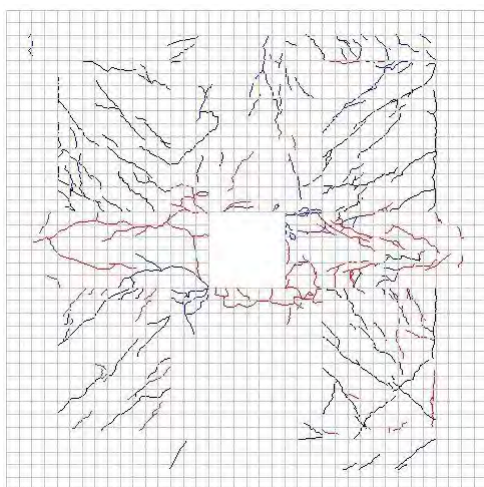
Daño acumulado.



Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado

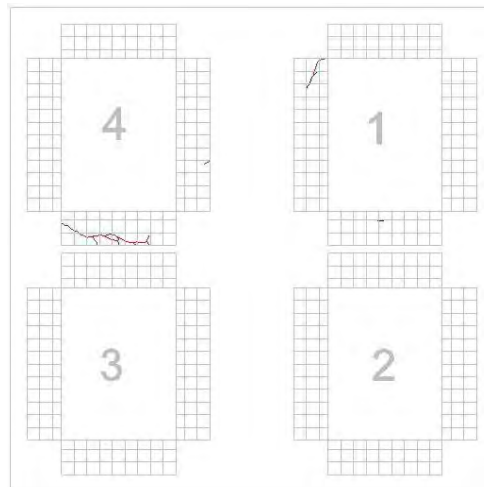
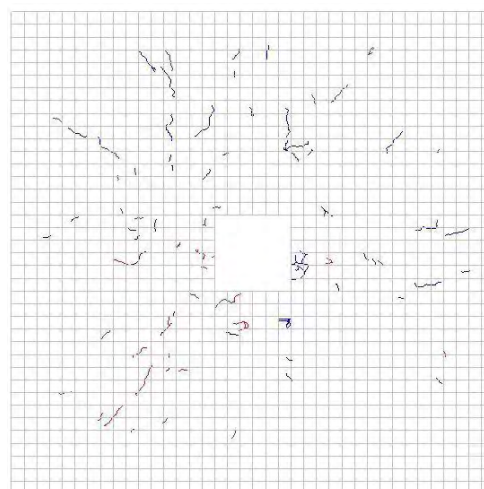
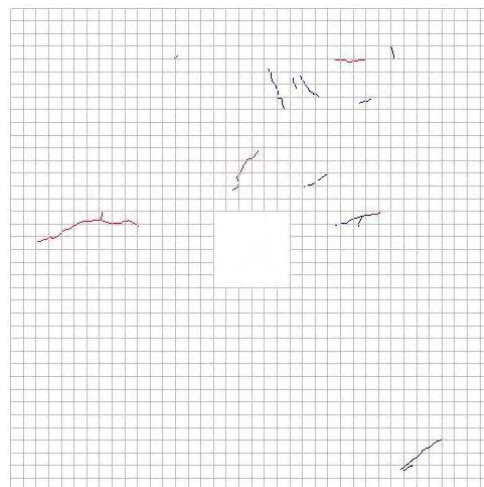
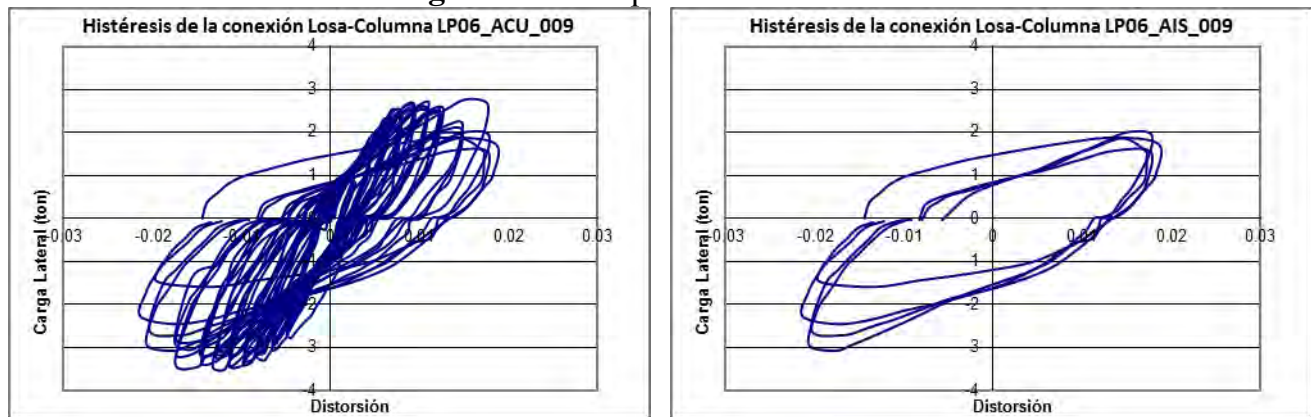
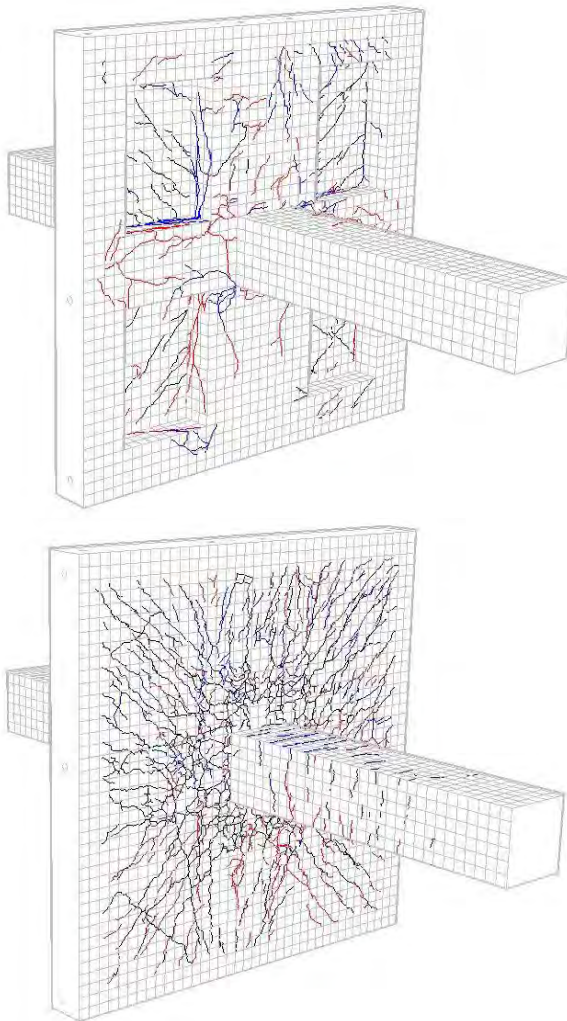


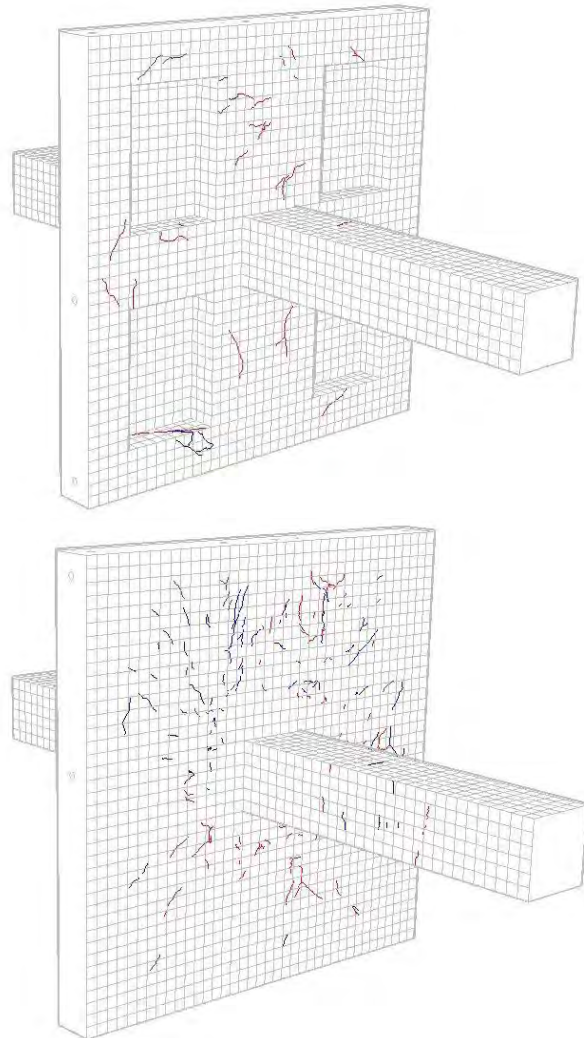
Figura D.73 Desplazamiento: 24 mm.



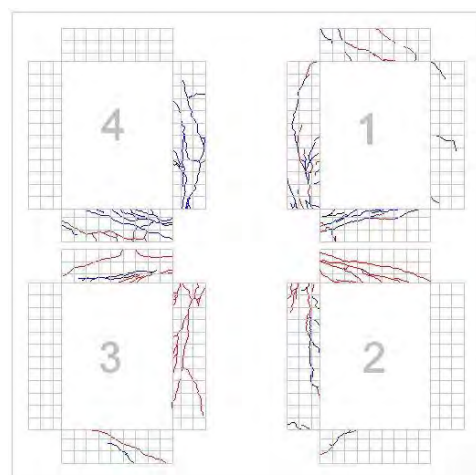
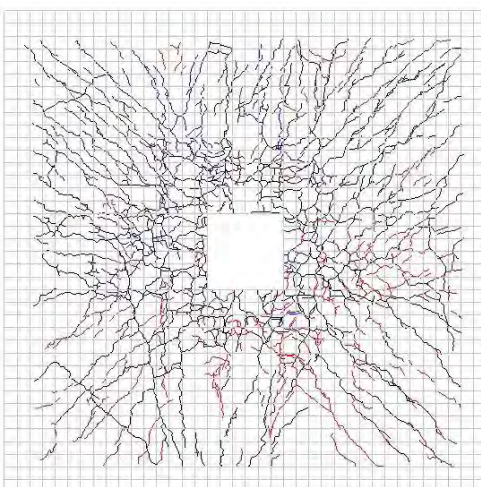
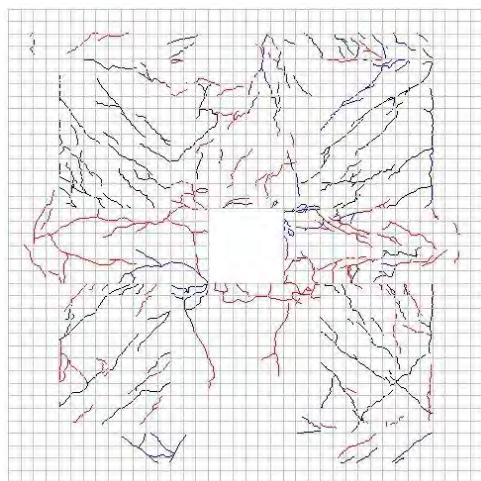
Daño acumulado.



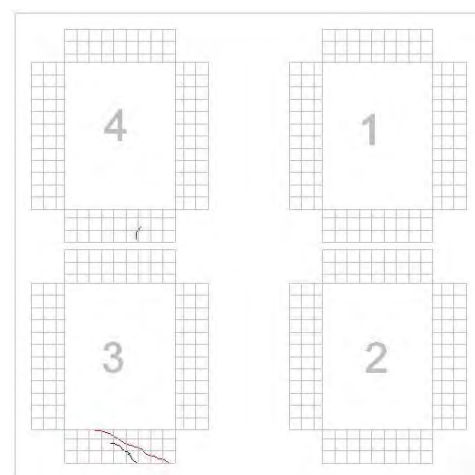
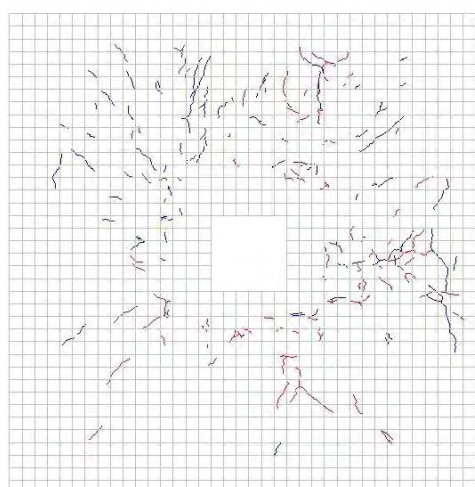
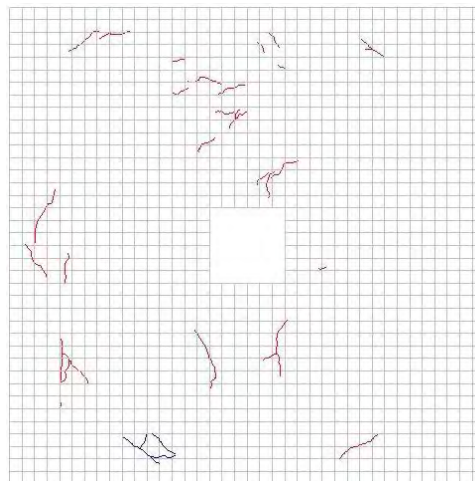
Daño aislado



Daño acumulado.



Daño aislado



APÉNDICE E: PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

CONTENIDO

- E.1 Propiedades del acero de refuerzo
- E.2 Propiedades del concreto estructural

ÍNDICE DE TABLAS

- | | |
|-----------|--|
| Tabla E.1 | Propiedades del acero de refuerzo para los estribos |
| Tabla E.2 | Propiedades del acero de refuerzo para los pernos conectores de cortante |
| Tabla E.3 | Carga máxima resistente en los cilindros de concreto |
| Tabla E.3 | Resistencia promedio del concreto f'_c |

E.1 Propiedades del acero de refuerzo

Se probó el acero de refuerzo del #3 que se empleó para la fabricación de los estribos, las muestras se eligieron en forma aleatoria. Para las pruebas se usaron las normas NMX y las ONNCCE vigentes. En la Tabla E.1 se muestra un resumen de los resultados. Al final de la tabla, se muestra el promedio de los valores.

Tabla E.1 Propiedades del acero de refuerzo para los estribos

ϵ_y (cm/cm)	σ_{LP} (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)	σ_u (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
0.0019	3831	4394	6648	6028	2000626
0.0018	3831	4282	6648	6197	1781306
0.0020	3775	4225	6423	5915	1917929
0.0019	3662	4366	6676	6028	1967002
0.0019	3775	4317	6599	6042	1916716

Se probó el acero de refuerzo del #10 que se empleó para la fabricación de los pernos conectores de cortante. En la Tabla E.2 se muestra un resumen de los resultados. Al final de la tabla, se muestra el promedio de los valores.

Tabla E.2 Propiedades del acero de refuerzo para los pernos conectores de cortante

ϵ_y (cm/cm)	σ_{LP} (kg/cm ²)	σ_y (kg/cm ²)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (kg/cm ²)	σ_u (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
0.002021	4211	4854	7953	7310	2083102
0.002021	3918	4912	7895	7251	1938443
0.002021	3977	5000	8187	7485	1967375
0.002021	4561	4971	7953	7135	2256694
0.002021	4167	4934	7997	7295	2061404

E.2 Propiedades del concreto estructural

Para cada uno de los especímenes se tomaron muestras del concreto, de la columna inferior se sacaron 2 cilindros, de la losa 4 cilindros y de la columna superior 2 cilindros, 8 cilindros en total y 4 vigas para determinar el módulo de ruptura. Para las pruebas se usaron las normas NMX y las ONNCCE vigentes. En la Tabla E.3 se muestra la carga máxima en cada cilindro; al final de la tabla se muestra el valor promedio de la carga.

Tabla E.3 Carga máxima resistente en los cilindros de concreto.

	Losa 2	Losa 3	Losa 4	Losa 5	Losa 6
Cilindro	Pu (kg)	Pu (kg)	Pu (kg)	Pu (kg)	Pu (kg)
C1	44978	41076	59114	41219	35608
C2	45259	27791	53473	40399	35438
C3	38971	22955	30389	44142	38371
C4	42484	33702	48766	40343	35075
C5	45810	27564	27562	41898	36699
C6	47613	41076	49205	42891	36650
C7	48900	27500	54307	42020	37450
C8	49313	31404	51676	40173	32845
Prom=	45416	31634	46812	41636	36017

Las resistencia f'_c promedio para cada losa se muestra en la tabla E.4, estos valores fueron los que se emplearon en el capítulo 5 para el cálculo de la resistencia teóricas.

Tabla E.4 Resistencia promedio del concreto f'_c .

Losa 2	Losa 3	Losa 4	Losa 5	Losa 6
P_{prom} (kg)	P_{prom} (kg)	P_{prom} (kg)	P_{prom} (kg)	P_{prom} (kg)
46589	32147	46388	41493	35789
A (cm ²)	A (cm ²)	A (cm ²)	A (cm ²)	A (cm ²)
176.71	176.71	176.71	176.71	176.71
f'_c (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)	f'_c (kg/cm ²)
257	179	265	236	204

APÉNDICE F: DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

CONTENIDO

- F.1 Degradación de Rigidez
- F.2 Espécimen 2
- F.3 Espécimen 3
- F.4 Espécimen 4
- F.5 Espécimen 5
- F.6 Espécimen 6
- F.7 Comparación entre Especímenes

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura F.1 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP02
- Figura F.2 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP02
- Figura F.3 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP02
- Figura F.4 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP02
- Figura F.5 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_2]/K_{21}$ y $[K_2]/K_{22}$, espécimen LP02
- Figura F.6 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_3]/K_{31}$ y $[K_3]/K_{32}$, espécimen LP02
- Figura F.7 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP03
- Figura F.8 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP03
- Figura F.9 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP03
- Figura F.10 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP03
- Figura F.11 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_2]/K_{21}$ y $[K_2]/K_{22}$, espécimen LP03
- Figura F.12 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP04
- Figura F.13 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP04
- Figura F.14 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP05
- Figura F.15 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP05
- Figura F.16 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP05
- Figura F.17 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP05
- Figura F.18 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP06
- Figura F.19 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP06
- Figura F.20 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP06
- Figura F.21 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP06
- Figura F.22 Comparación de la degradación de la rigidez

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla F.1	Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP02.
Tabla F.2	Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP02.
Tabla F.3	Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP03.
Tabla F.4	Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP03.
Tabla F.5	Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP04.
Tabla F.6	Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP05.
Tabla F.7	Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP05.
Tabla F.8	Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP06.
Tabla F.9	Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP06.

F.1 Degradación de Rigidez

La rigidez K se determina uniendo los puntos de máximo desplazamiento en el ciclo mediante una línea recta, la pendiente de la línea calculada como la diferencia entre las fuerzas cortantes dividida entre la diferencia de desplazamientos, ver la figura F.1.

Para poder comparar como se degrada la rigidez, conviene hacerlo mostrando los datos tabulados, la tabla F.1 muestra los valores de la rigidez del espécimen 2. La columna K_{1j} son los valores de rigidez del primer ciclo para cada una de las repeticiones. Una forma de presentar los resultados de rigidez es mediante la normalización de los valores, en general, los valores máximos para cada ciclo, son los de la primera repetición, pero en los resultados experimentales se encontró que en ocasiones el valor máximo se encuentra en la segunda repetición. La normalización de los resultados se hace dividiendo el valor de rigidez del ciclo entre el valor máximo de ese ciclo (por ejemplo K_{2j}/K_{22} son los valores de la rigidez del segundo ciclo normalizados respecto al valor de la rigidez del segundo ciclo y la segunda repetición), como se muestra en la tabla F.2.

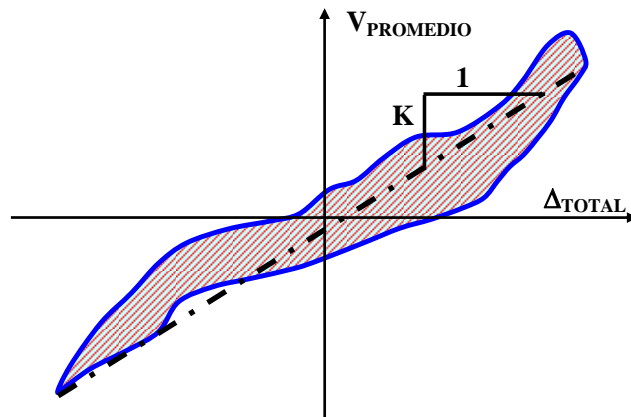


Figura F.1 Rigidez pico a pico.

F.2 Espécimen 2

Tabla F.1. Rigidez del ciclo, espécimen LP02.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{11}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	$[K_p]/K_{p1}$
1	1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2	2.32	1.09	1.29	0.88	1.23
3	4	1.72	0.68	0.91	0.63	0.85
4	6	2.05	0.82	1.12	0.73	1.02
5	8	1.90	0.70	1.05	0.72	0.94
6	10	1.71	0.74	0.95	0.54	0.85
7	12	1.56	0.70	0.87	0.58	0.81
8	14	1.51	0.65	0.82	0.54	0.76
9	16	1.22	0.62	0.67	0.49	0.66
10	18	1.16	0.53	0.65	0.46	0.62
11	20	1.16	0.50	0.66	0.42	0.59
12	22	1.02	0.42	0.57	0.38	0.52
13	24	0.92	0.42	0.49	0.34	0.47
14	26	0.81	0.39	0.45	0.31	0.43
15	28	0.85	0.34	0.48	0.30	0.43
16	30	0.78	0.33	0.43	0.29	0.40
17	32	0.69	0.28	0.35	0.24	0.34
18	34	0.67	0.28	0.38	0.24	0.34
19	36	0.63	0.26	0.35	0.23	0.32
20	40	0.59	0.22			0.29
21	44	0.51				0.27
22	48	0.45				0.24
23	52	0.37				0.20
24	56	0.40				0.21
25	72	0.25				0.13

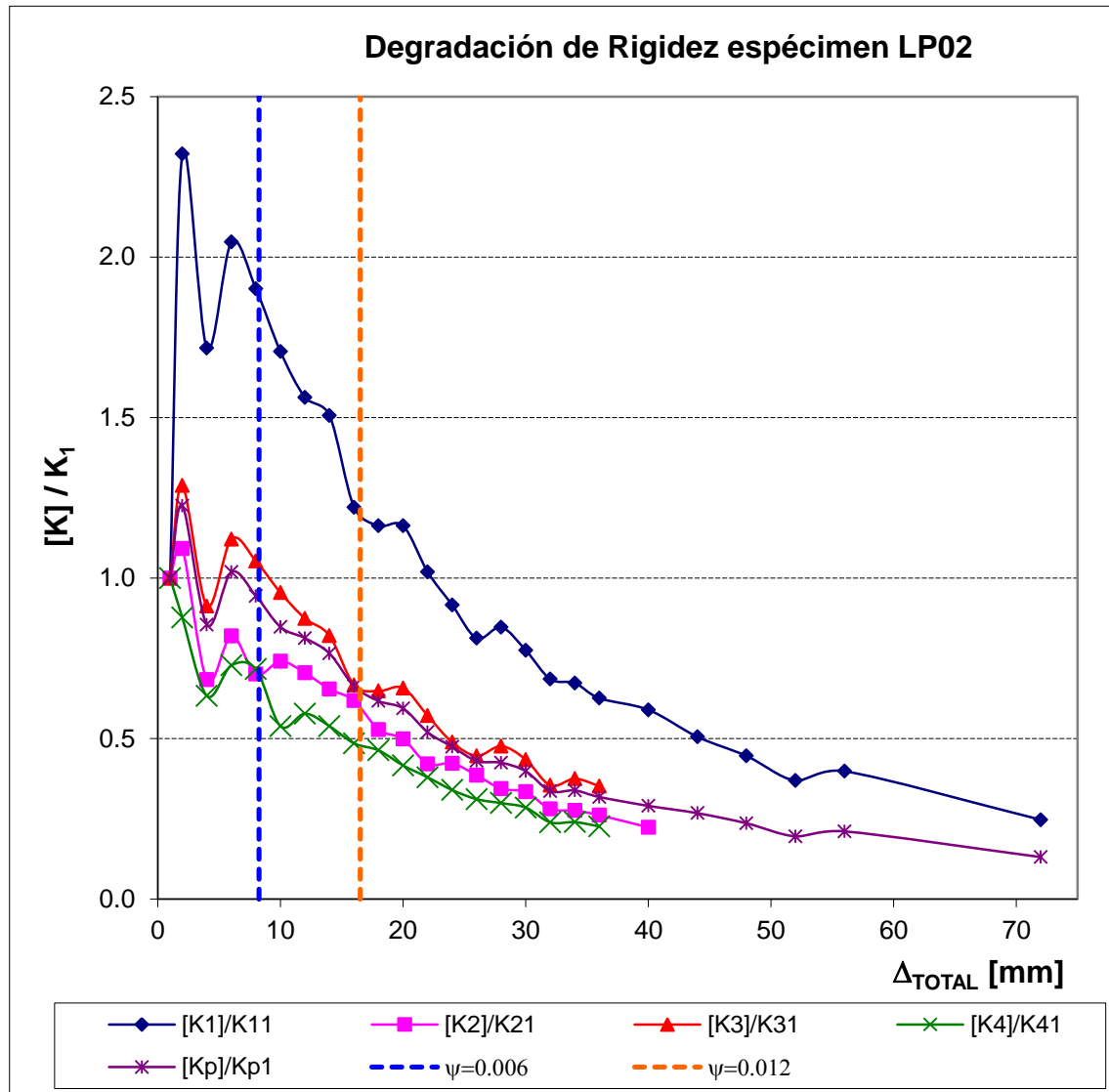


Figura F.1 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP02

Tabla F.2. Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP02.

Incrementos	Desplazamiento mm	Rigidez [K ₁]/K ₁₂	Rigidez [K ₂]/K ₂₂	Rigidez [K ₃]/K ₃₂	Rigidez [K ₄]/K ₄₁	Rigidez K _{prom}
1	1	0.43	0.92	0.78	1.00	0.82
2	2	1.00	1.00	1.00	0.88	1.00
3	4	0.74	0.63	0.71	0.63	0.70
4	6	0.88	0.75	0.87	0.73	0.83
5	8	0.82	0.64	0.82	0.72	0.77
6	10	0.73	0.68	0.74	0.54	0.69
7	12	0.67	0.65	0.68	0.58	0.66
8	14	0.65	0.60	0.64	0.54	0.62
9	16	0.53	0.57	0.52	0.49	0.54
10	18	0.50	0.48	0.50	0.46	0.50
11	20	0.50	0.46	0.51	0.42	0.48
12	22	0.44	0.39	0.44	0.38	0.42
13	24	0.39	0.39	0.38	0.34	0.39
14	26	0.35	0.35	0.35	0.31	0.35
15	28	0.36	0.31	0.37	0.30	0.35
16	30	0.33	0.31	0.34	0.29	0.33
17	32	0.30	0.26	0.27	0.24	0.27
18	34	0.29	0.25	0.29	0.24	0.28
19	36	0.27	0.24	0.27	0.23	0.26
20	40	0.25	0.20			0.24
21	44	0.22				0.22
22	48	0.19				0.19
23	52	0.16				0.16
24	56	0.17				0.17
25	72	0.11				0.11

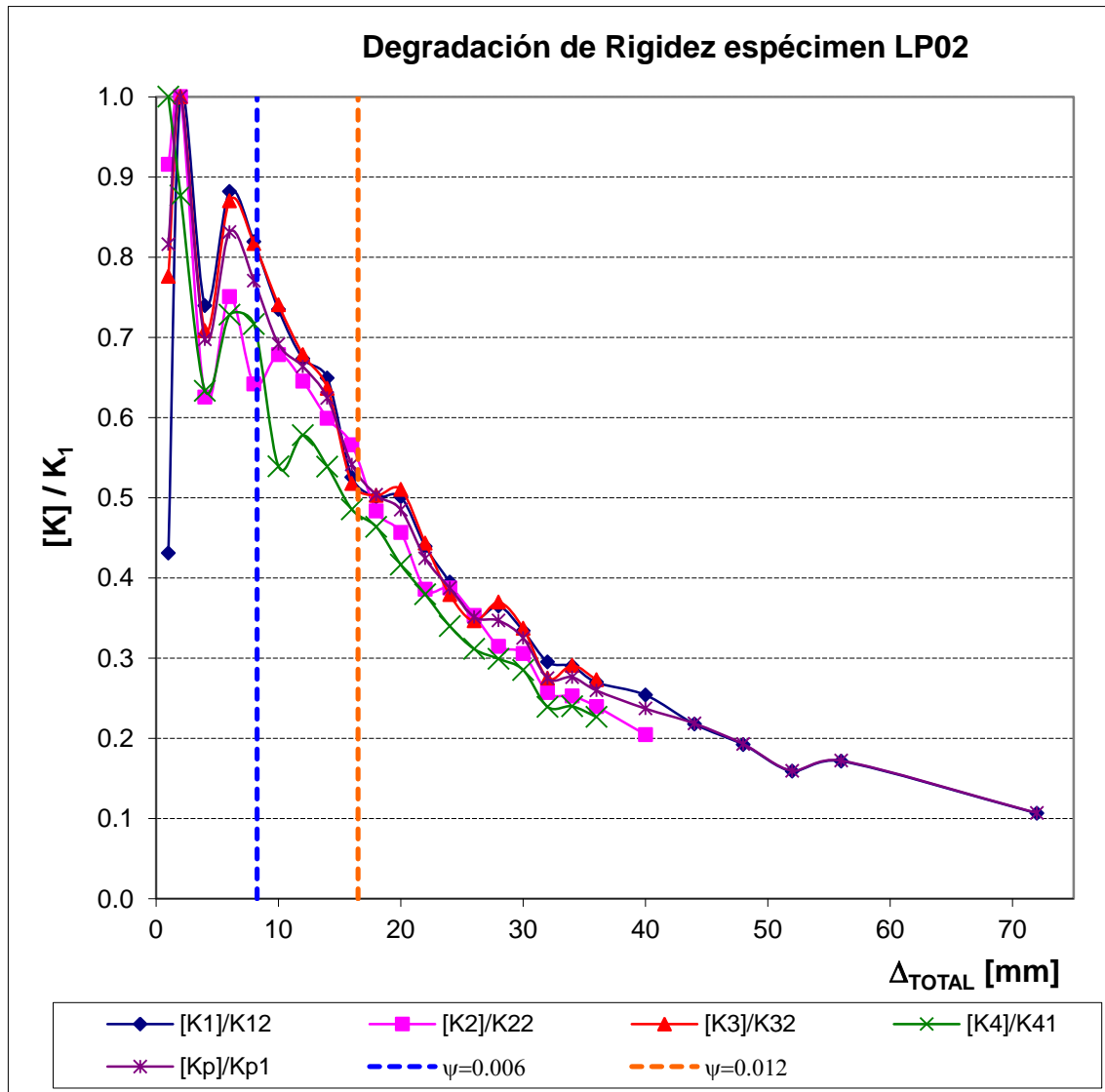


Figura F.2 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP02

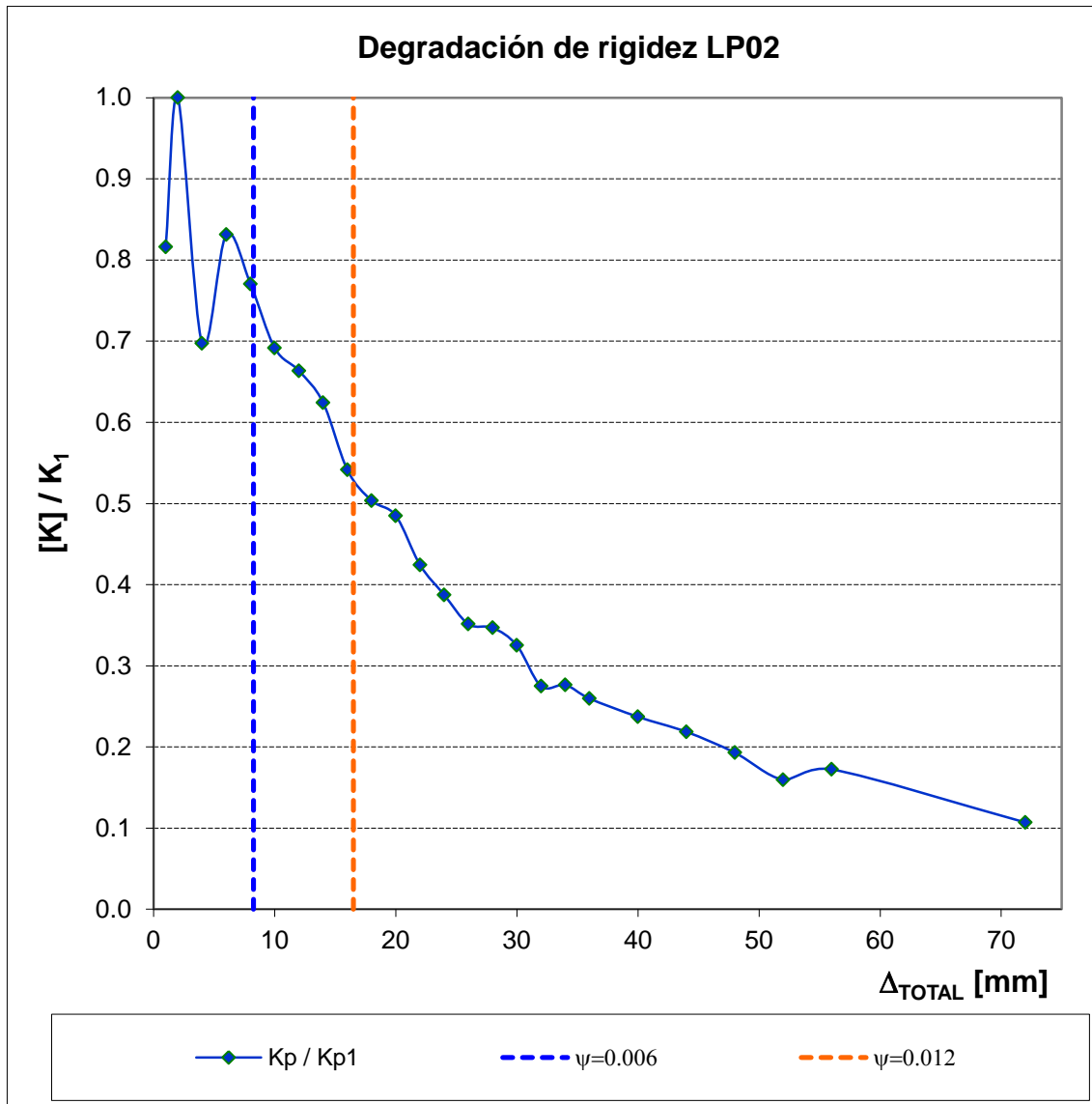


Figura F.3 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP02

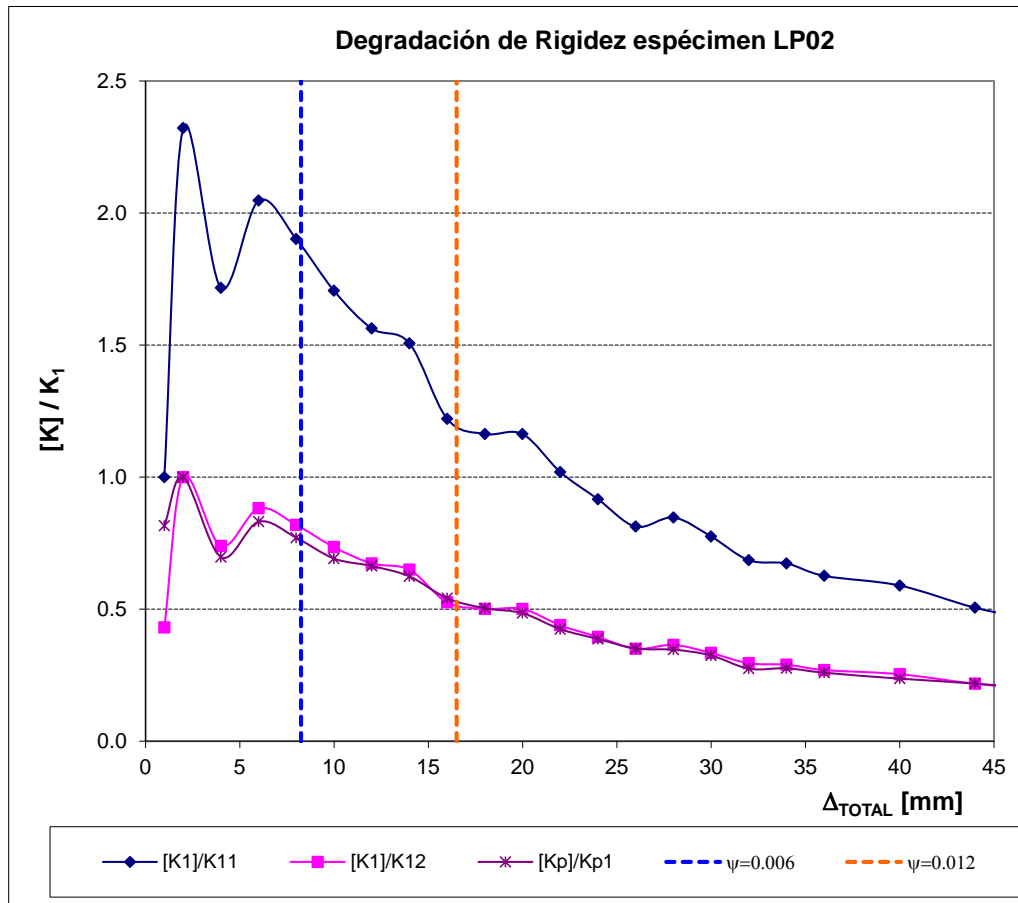


Figura F.4 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP02

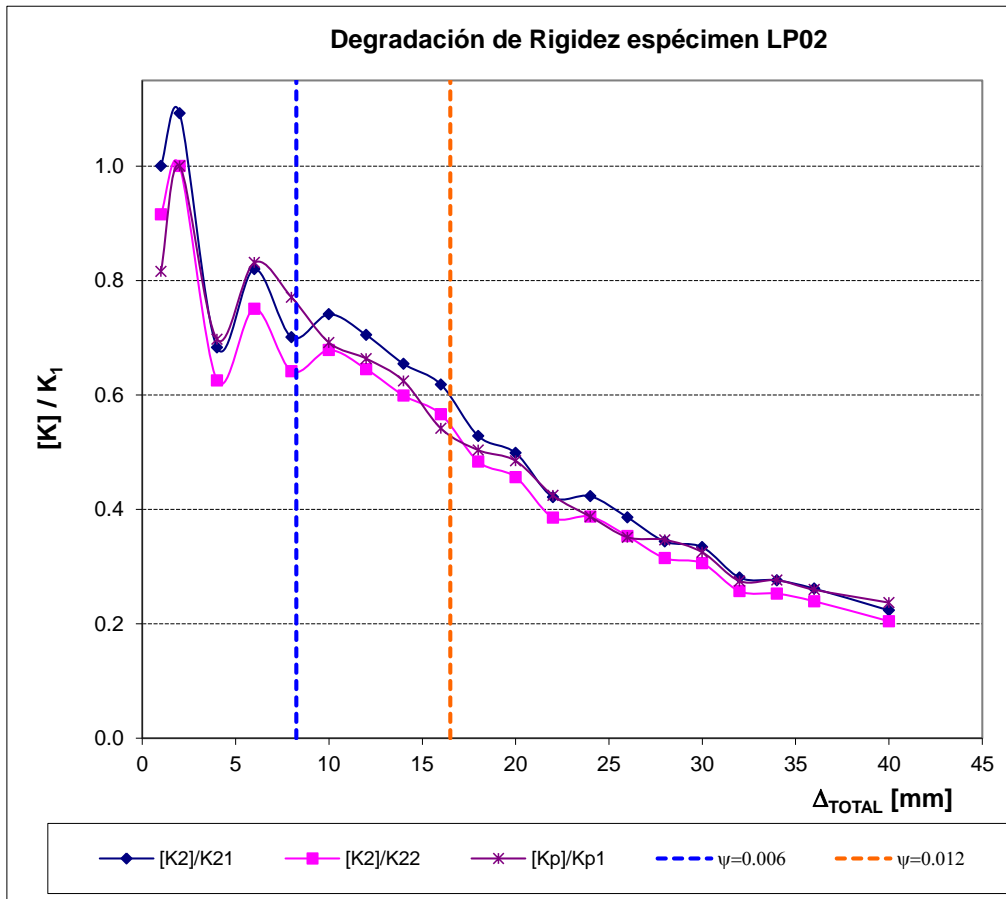


Figura F.5 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_2]/K_{21}$ y $[K_2]/K_{22}$, espécimen LP02

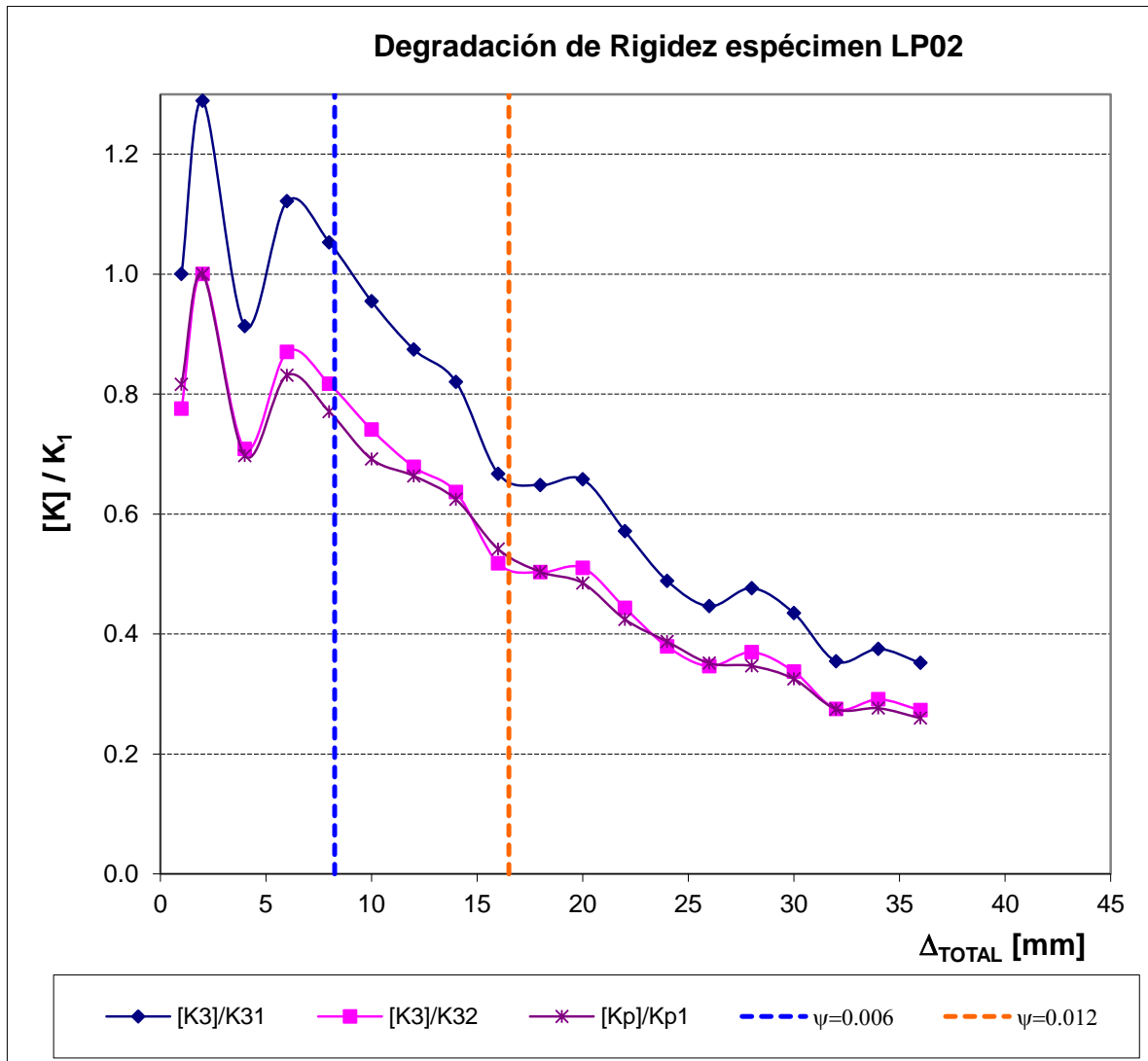


Figura F.6 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_3]/K_{31}$ y $[K_3]/K_{32}$, espécimen LP02

F.3 Espécimen 3

Tabla F.3. Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP03.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{11}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	$[K_p]/K_{p1}$
1	4	1.00	1.00			1.00
2	6	1.14	1.06	1.00	1.00	1.07
3	8	1.07	0.94	0.99	0.89	0.99
4	10	0.81	0.78	0.84	0.77	0.81
5	12	0.76	0.75	0.83	0.76	0.79
6	14	0.84	0.72	0.80	0.74	0.79
7	16	0.83	0.74	0.78	0.72	0.78
8	20	0.80	0.68	0.71	0.58	0.70
9	24	0.73	0.64	0.63	0.58	0.65
10	28	0.62	0.49	0.53	0.48	0.54
11	32	0.52	0.35	0.45	0.43	0.44
12	36	0.44	0.38	0.37	0.33	0.38
13	40	0.35	0.29	0.29	0.25	0.30
14	44	0.26				0.26
15	48	0.23				0.23
16	52	0.20				0.20
17	72	0.12				0.12

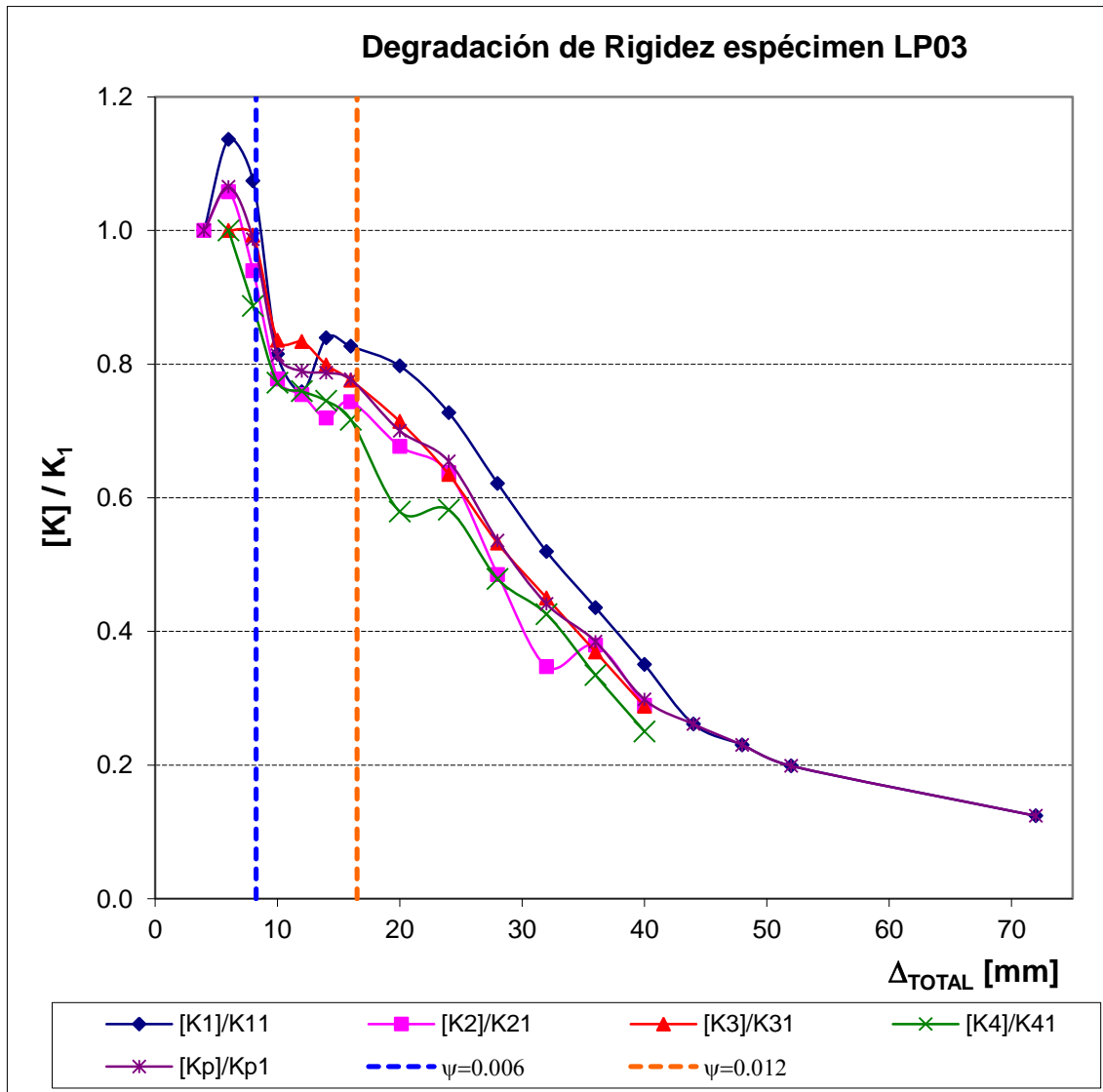
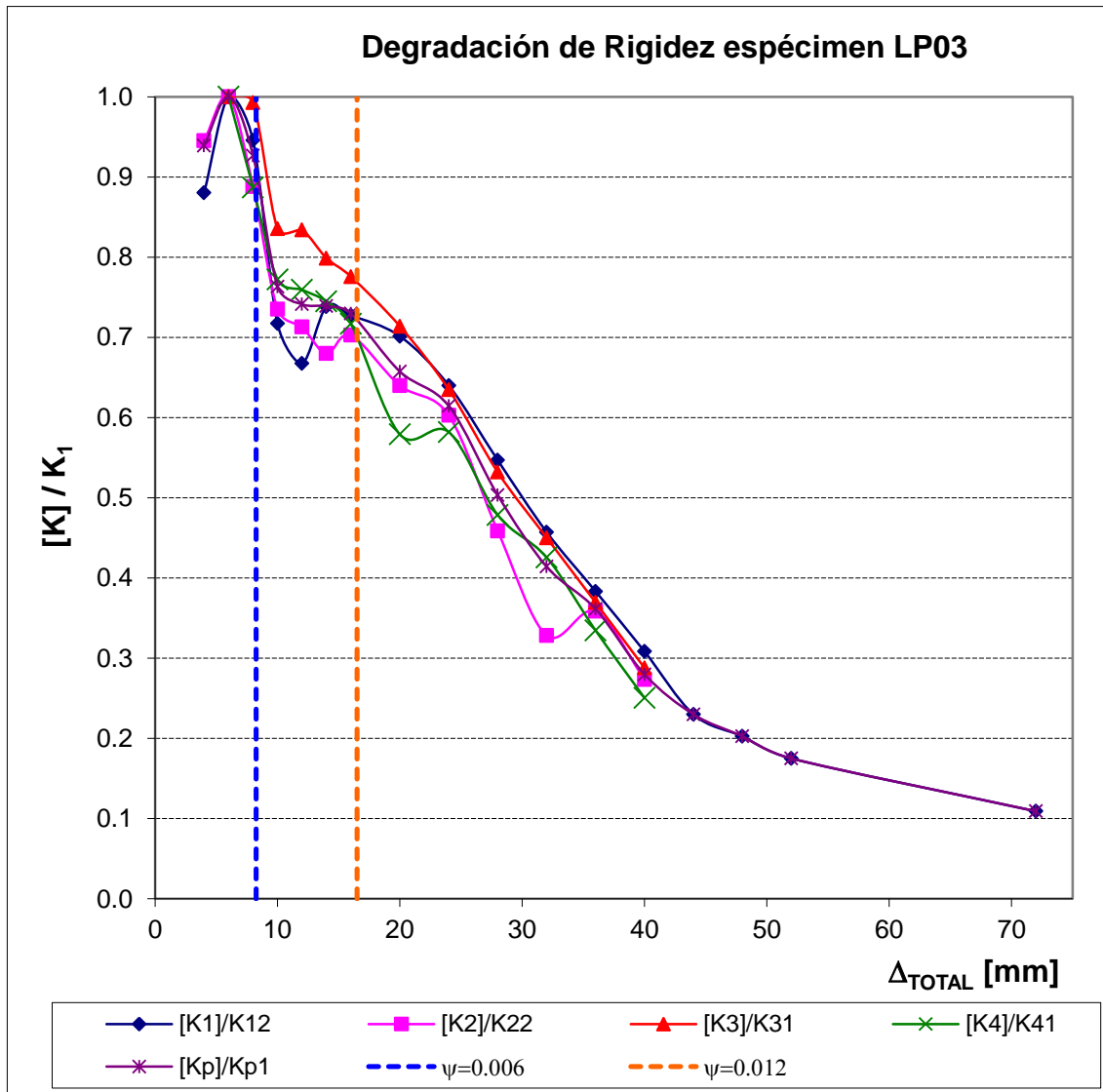


Figura F.7 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP03

Tabla F.4. Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP03.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{12}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	K_{prom}
1	4	0.88	0.95			0.94
2	6	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	8	0.95	0.89	0.99	0.89	0.93
4	10	0.72	0.74	0.84	0.77	0.76
5	12	0.67	0.71	0.83	0.76	0.74
6	14	0.74	0.68	0.80	0.74	0.74
7	16	0.73	0.70	0.78	0.72	0.73
8	20	0.70	0.64	0.71	0.58	0.66
9	24	0.64	0.60	0.63	0.58	0.61
10	28	0.55	0.46	0.53	0.48	0.50
11	32	0.46	0.33	0.45	0.43	0.41
12	36	0.38	0.36	0.37	0.33	0.36
13	40	0.31	0.27	0.29	0.25	0.28
14	44	0.23				0.23
15	48	0.20				0.20
16	52	0.17				0.17
17	72	0.11				0.11



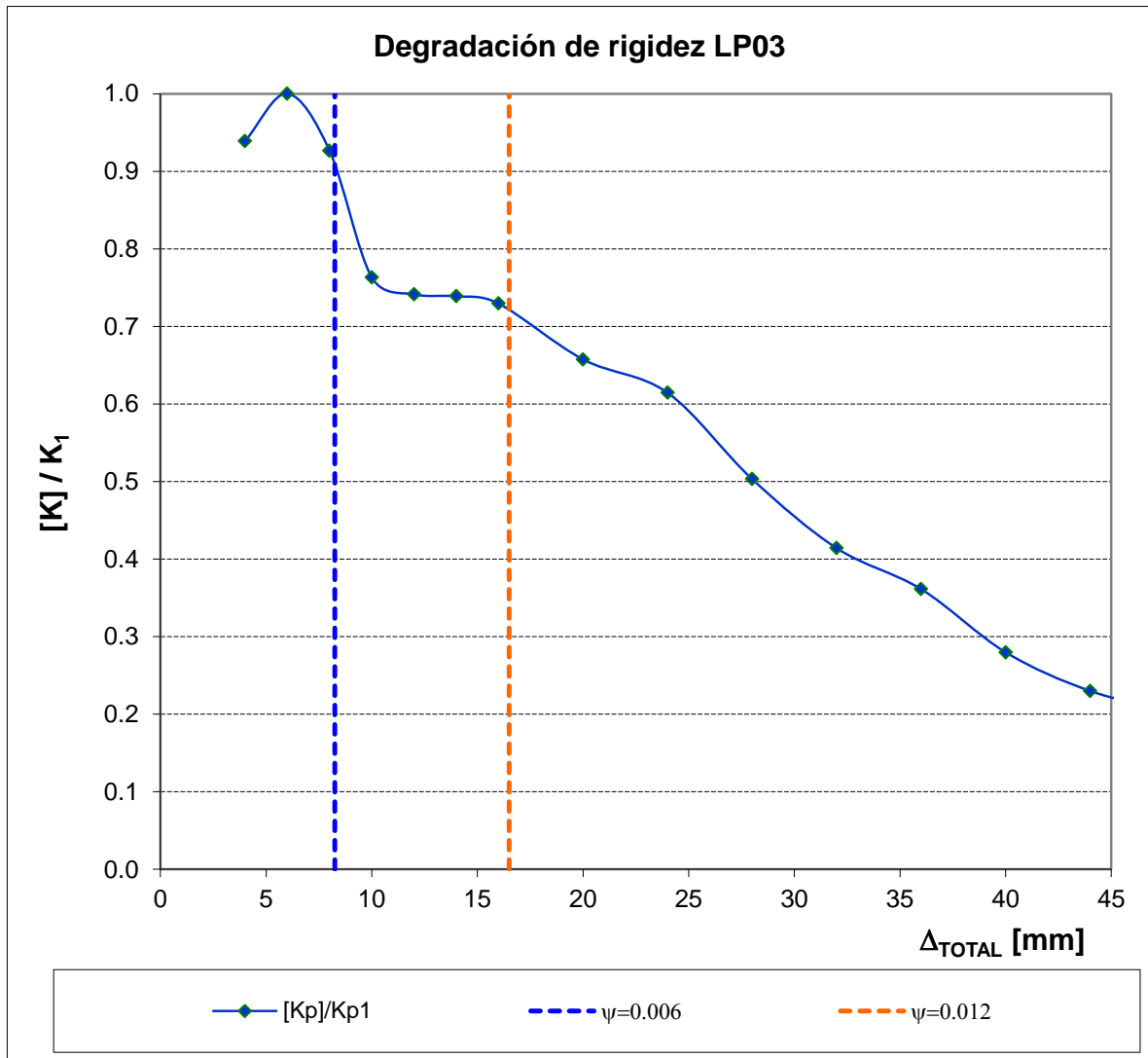


Figura F.9 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP03

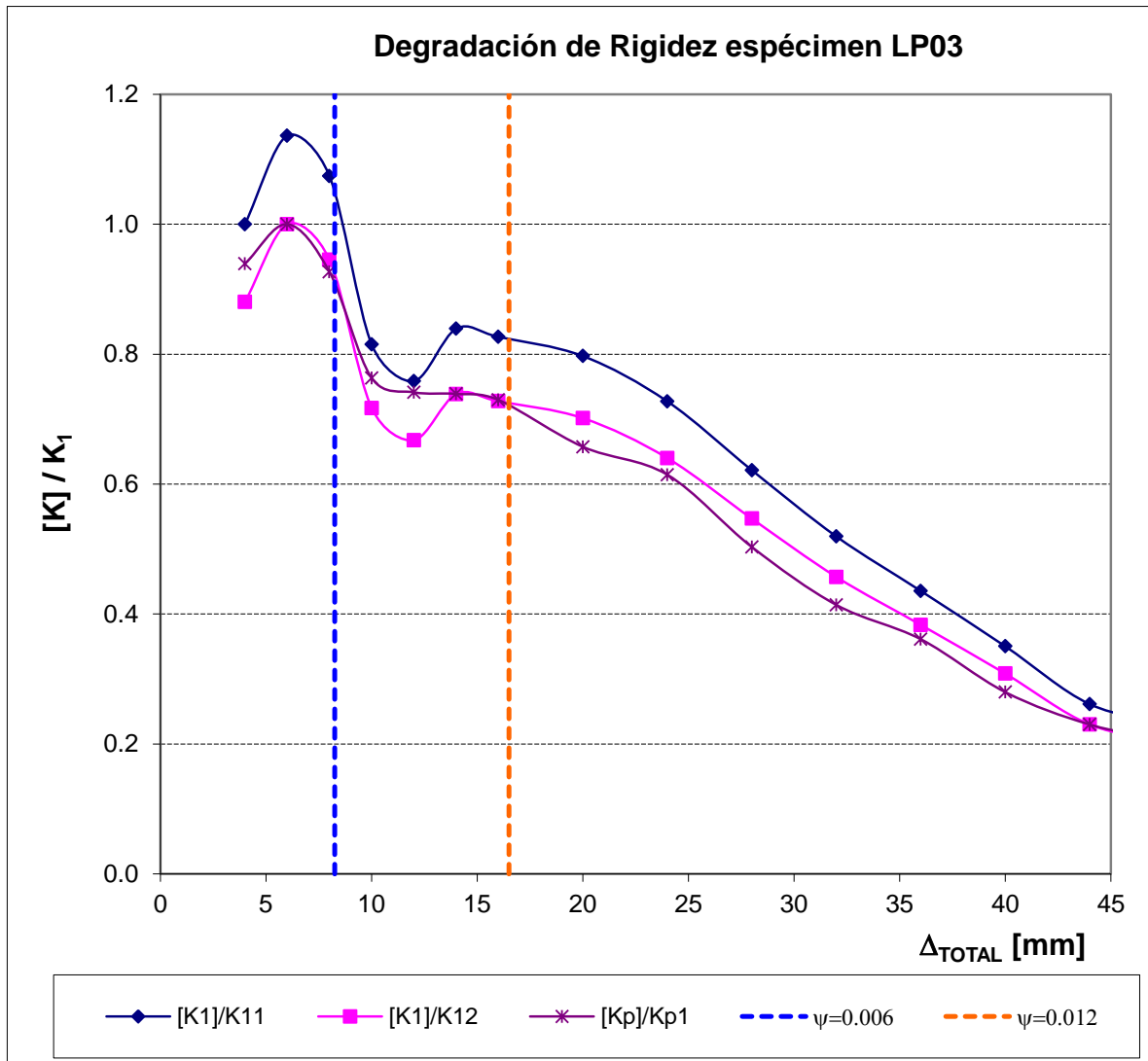


Figura F.10 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP03

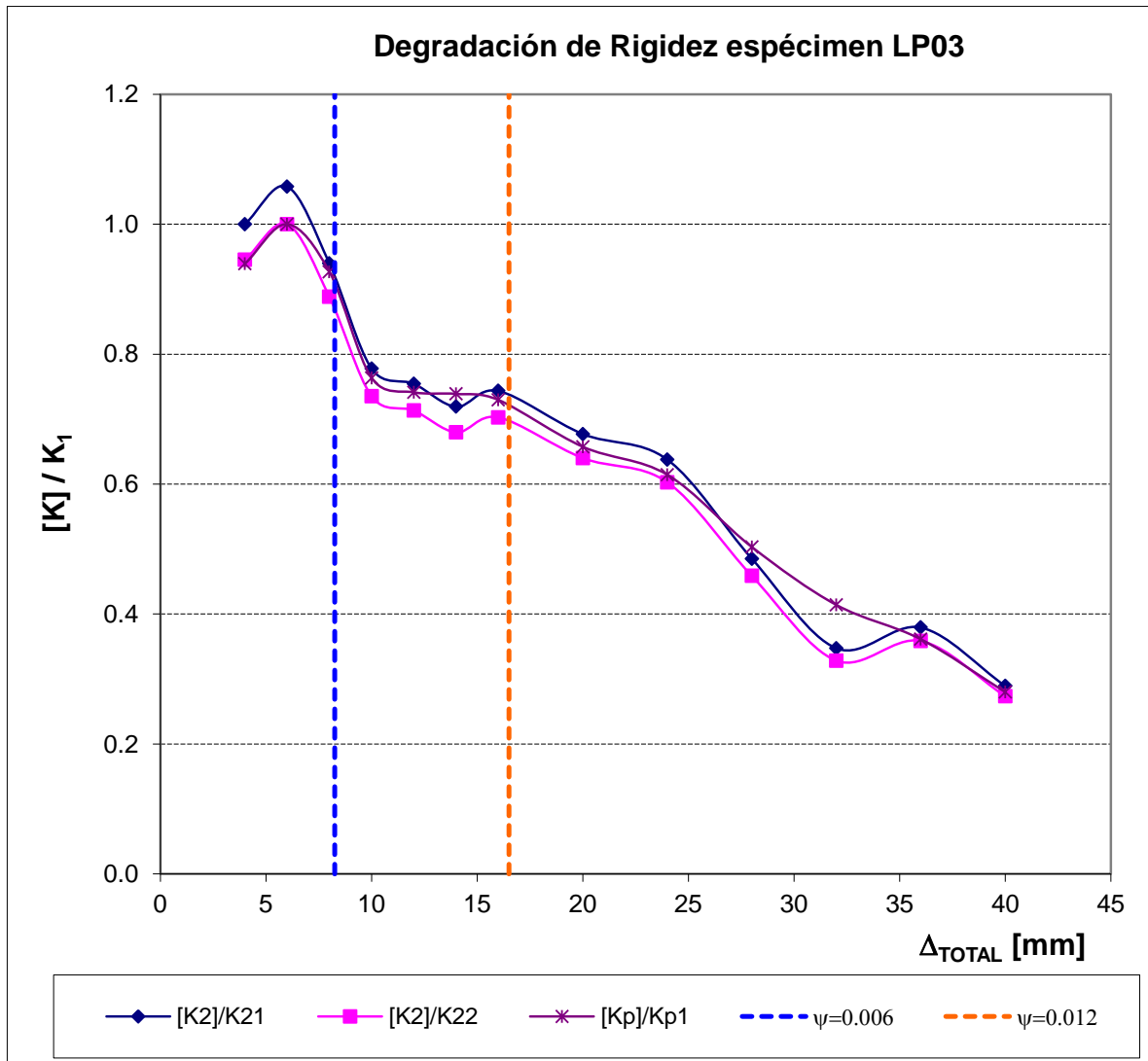


Figura F.11 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_2]/K_{21}$ y $[K_2]/K_{22}$, espécimen LP03

F.4 Espécimen 4

Tabla F.5 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP04.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{11}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	$[K_p]/K_{p1}$
1	4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	6	0.93	0.93	0.87	0.88	0.90
3	8	0.86	0.83	0.79	0.79	0.82
4	10	0.77	0.75	0.72	0.71	0.74
5	12	0.69	0.68	0.65	0.65	0.67
6	14	0.65	0.62	0.59	0.60	0.62
7	16	0.60	0.59	0.56	0.56	0.58
8	20	0.54	0.52	0.49	0.48	0.51
9	24	0.46	0.42	0.38	0.38	0.41
10	28	0.36	0.35	0.33	0.33	0.34
11	32	0.31	0.25	0.23	0.22	0.25
12	40	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20
13	48	0.15	0.00	0.00	0.00	0.15
14	60	0.09	0.00	0.00	0.00	0.09

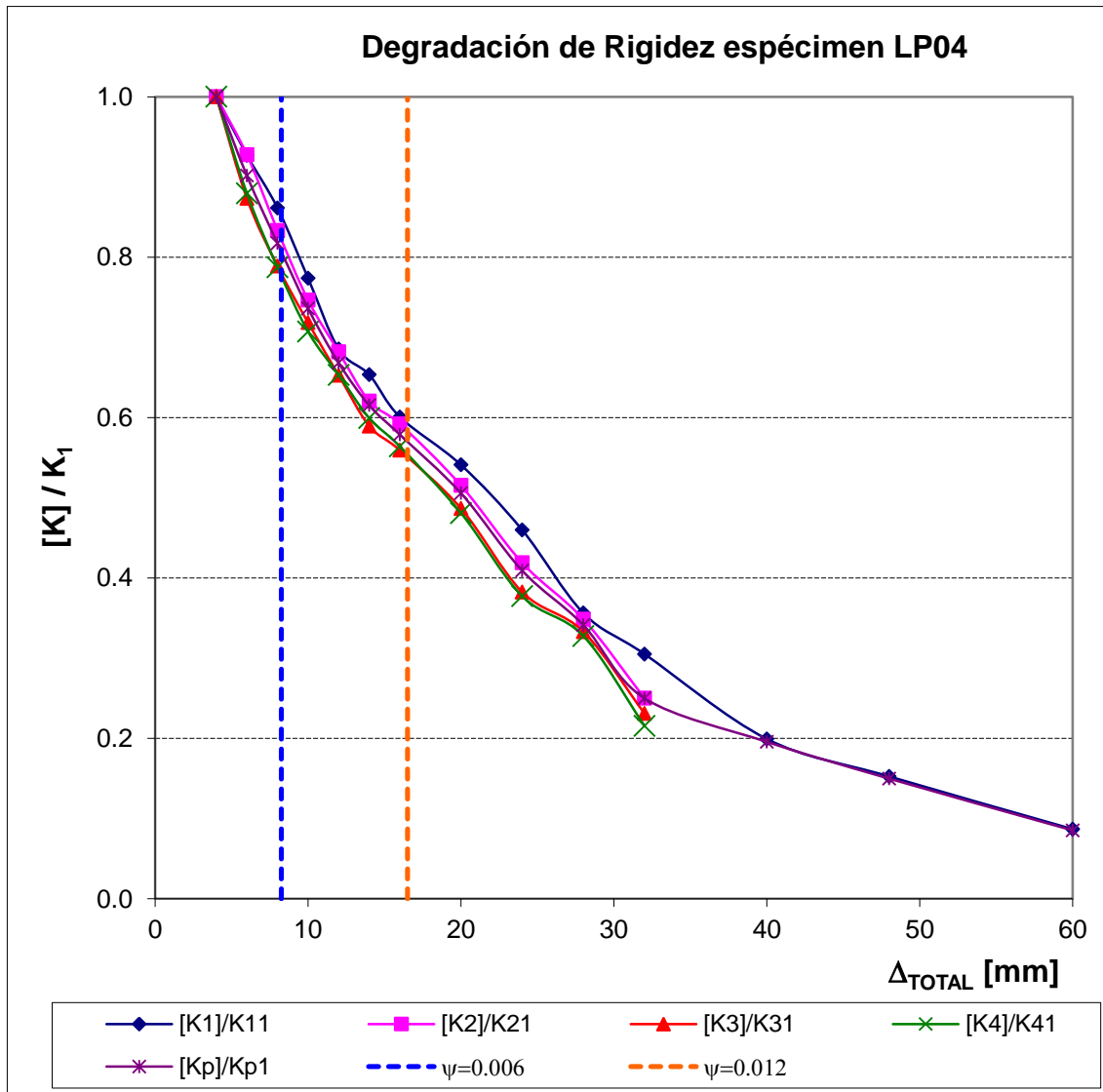


Figura F.12 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP04

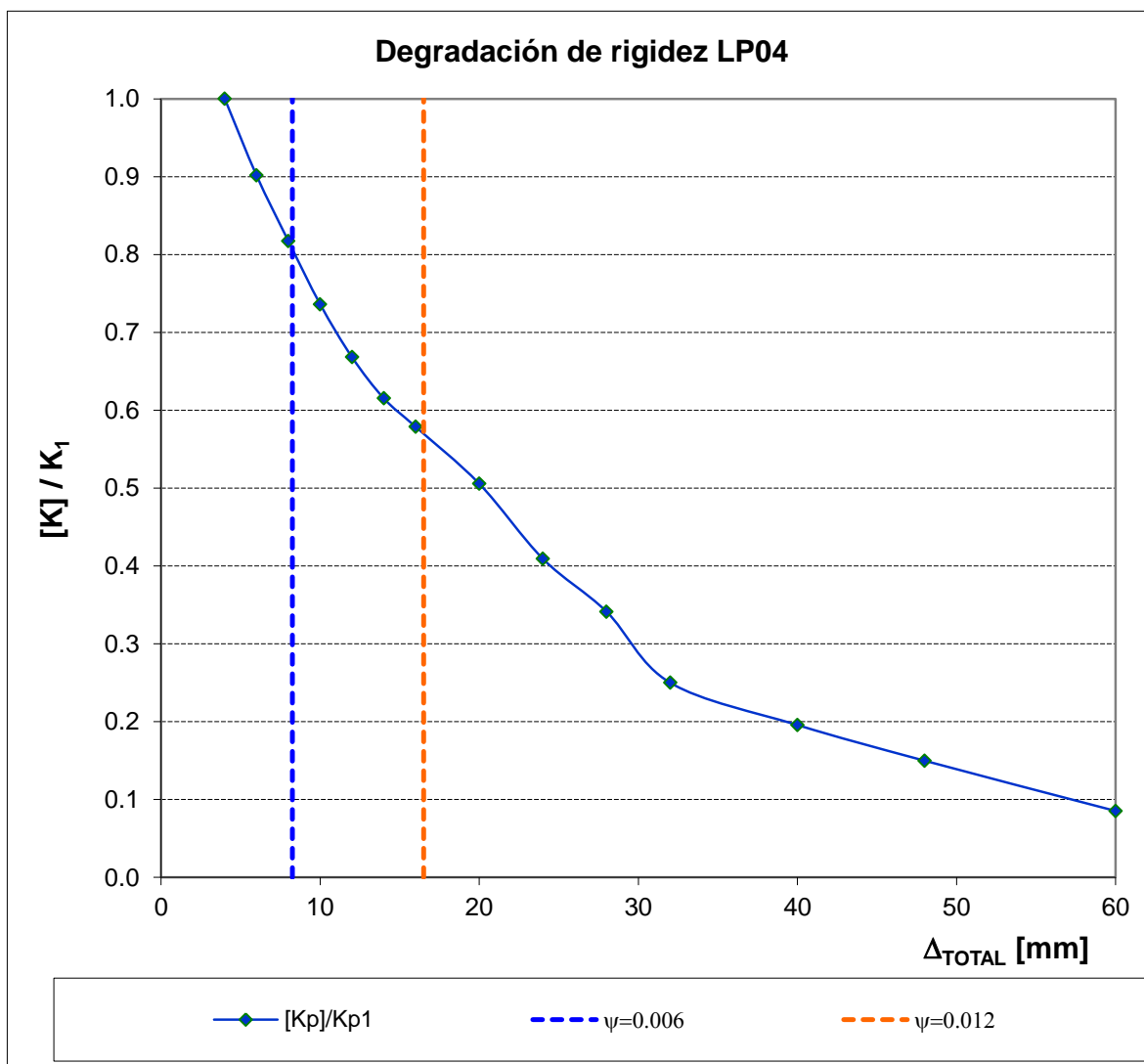


Figura F.13 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP04

F.5 Espécimen 5

Tabla F.6 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP05.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{11}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	$[K_p]/K_{p1}$
1	4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	6	1.14	0.88	0.87	0.88	0.93
3	8	1.08	0.80	0.81	0.78	0.85
4	10	0.98	0.72	0.74	0.73	0.78
5	12	0.94	0.68	0.69	0.67	0.73
6	14	0.78	0.63	0.64	0.61	0.66
7	16	0.80	0.58	0.58	0.57	0.62
8	20	0.72	0.51	0.51	0.49	0.55
9	24	0.63	0.44	0.44	0.43	0.48
10	28	0.55	0.39	0.39	0.37	0.42
11	32	0.48	0.34	0.33	0.32	0.36
12	36	0.42	0.29	0.28	0.27	0.31
13	40	0.35	0.25	0.24	0.23	0.26
14	44	0.29	0.21	0.20	0.19	0.22

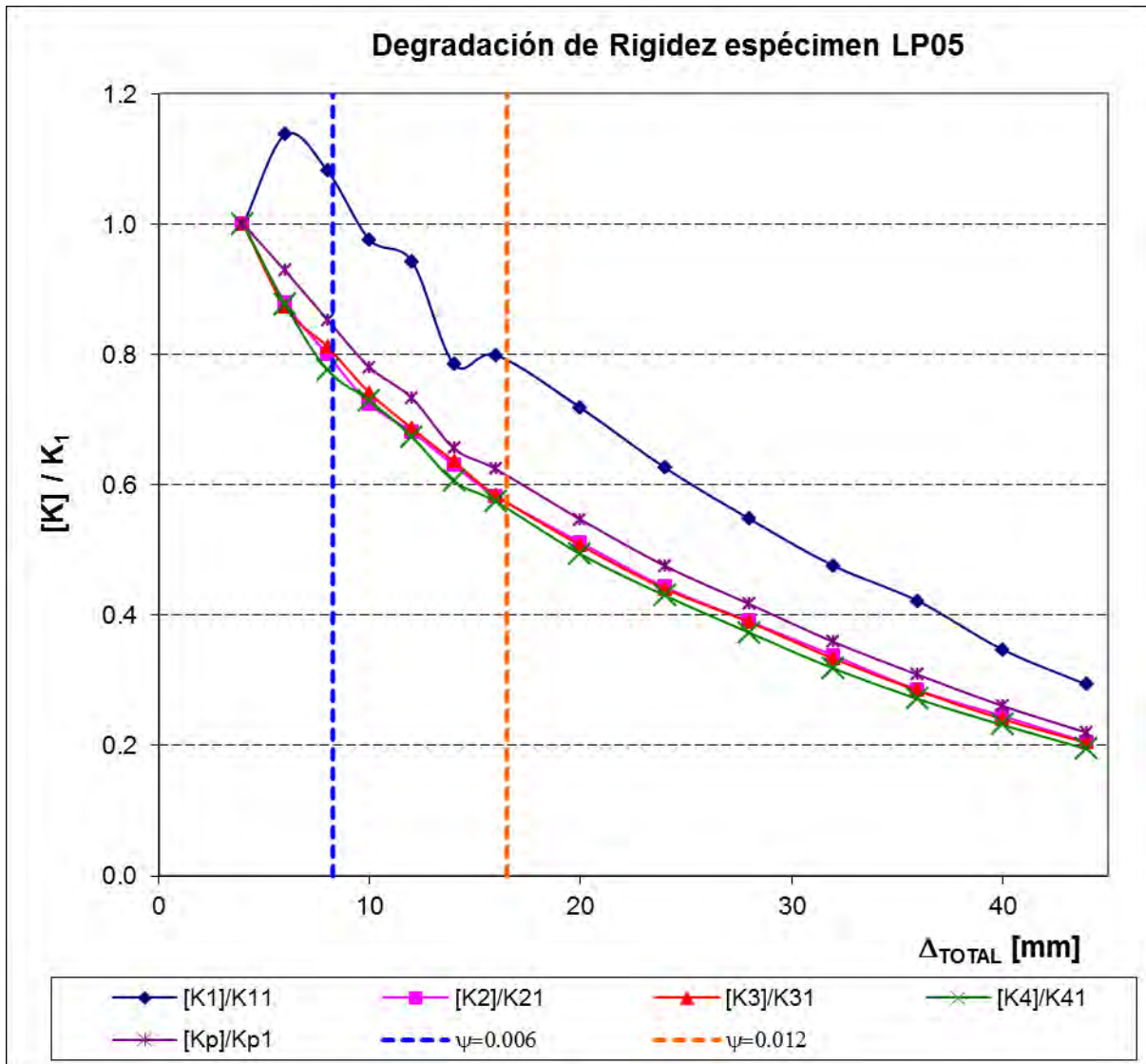


Figura F.14 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP05

Tabla F.7 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP05.

Incrementos	Desplazamiento mm	Rigidez [K ₁]/K ₁₂	Rigidez [K ₂]/K ₂₁	Rigidez [K ₃]/K ₃₁	Rigidez [K ₄]/K ₄₁	Rigidez K _{prom}
1	4	0.88	1.00	1.00	1.00	1.00
2	6	1.00	0.88	0.87	0.88	0.93
3	8	0.95	0.80	0.81	0.78	0.85
4	10	0.86	0.72	0.74	0.73	0.78
5	12	0.83	0.68	0.69	0.67	0.73
6	14	0.69	0.63	0.64	0.61	0.66
7	16	0.70	0.58	0.58	0.57	0.62
8	20	0.63	0.51	0.51	0.49	0.55
9	24	0.55	0.44	0.44	0.43	0.48
10	28	0.48	0.39	0.39	0.37	0.42
11	32	0.42	0.34	0.33	0.32	0.36
12	36	0.37	0.29	0.28	0.27	0.31
13	40	0.31	0.25	0.24	0.23	0.26
14	44	0.26	0.21	0.20	0.19	0.22

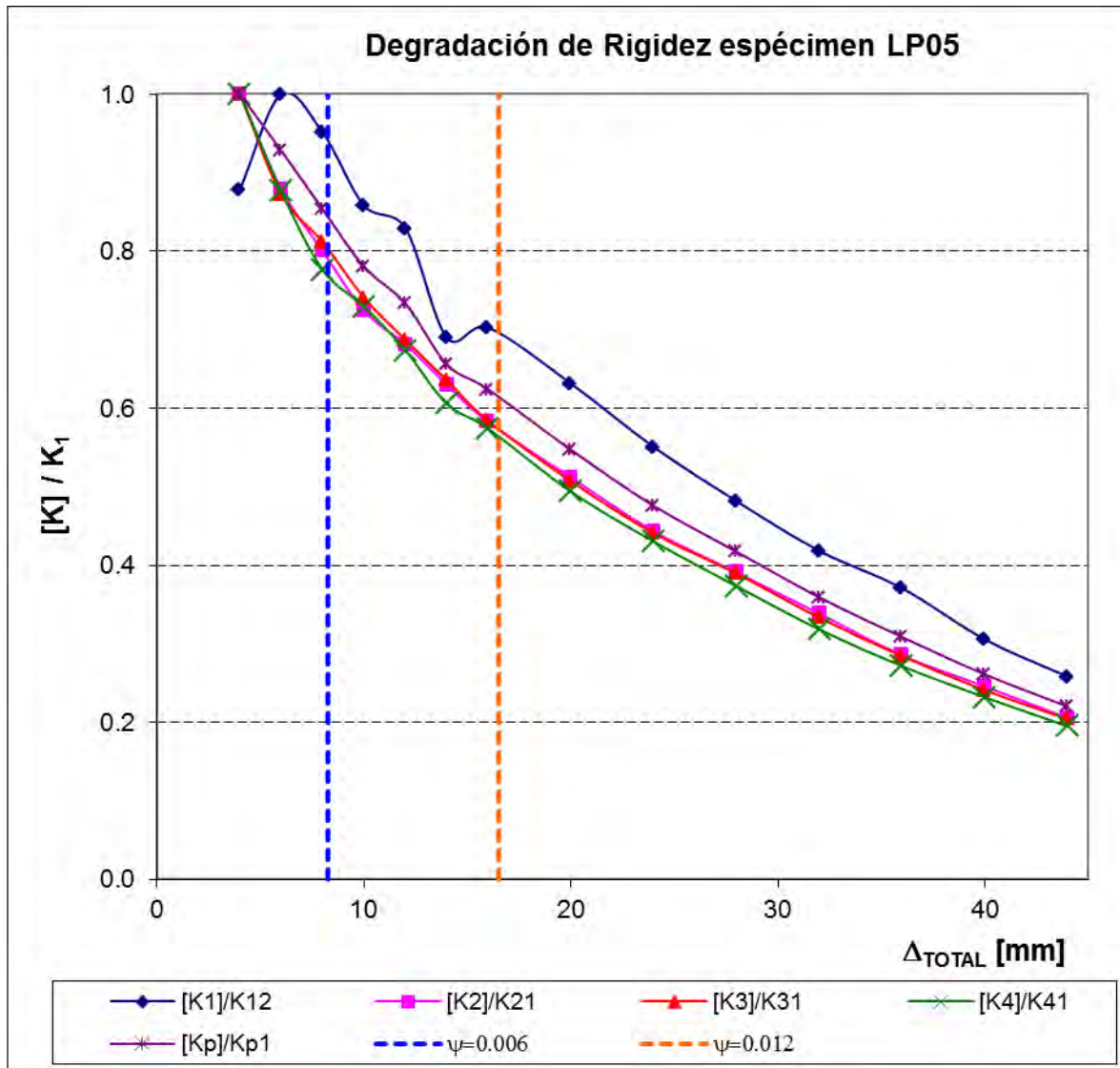


Figura F.15 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP05

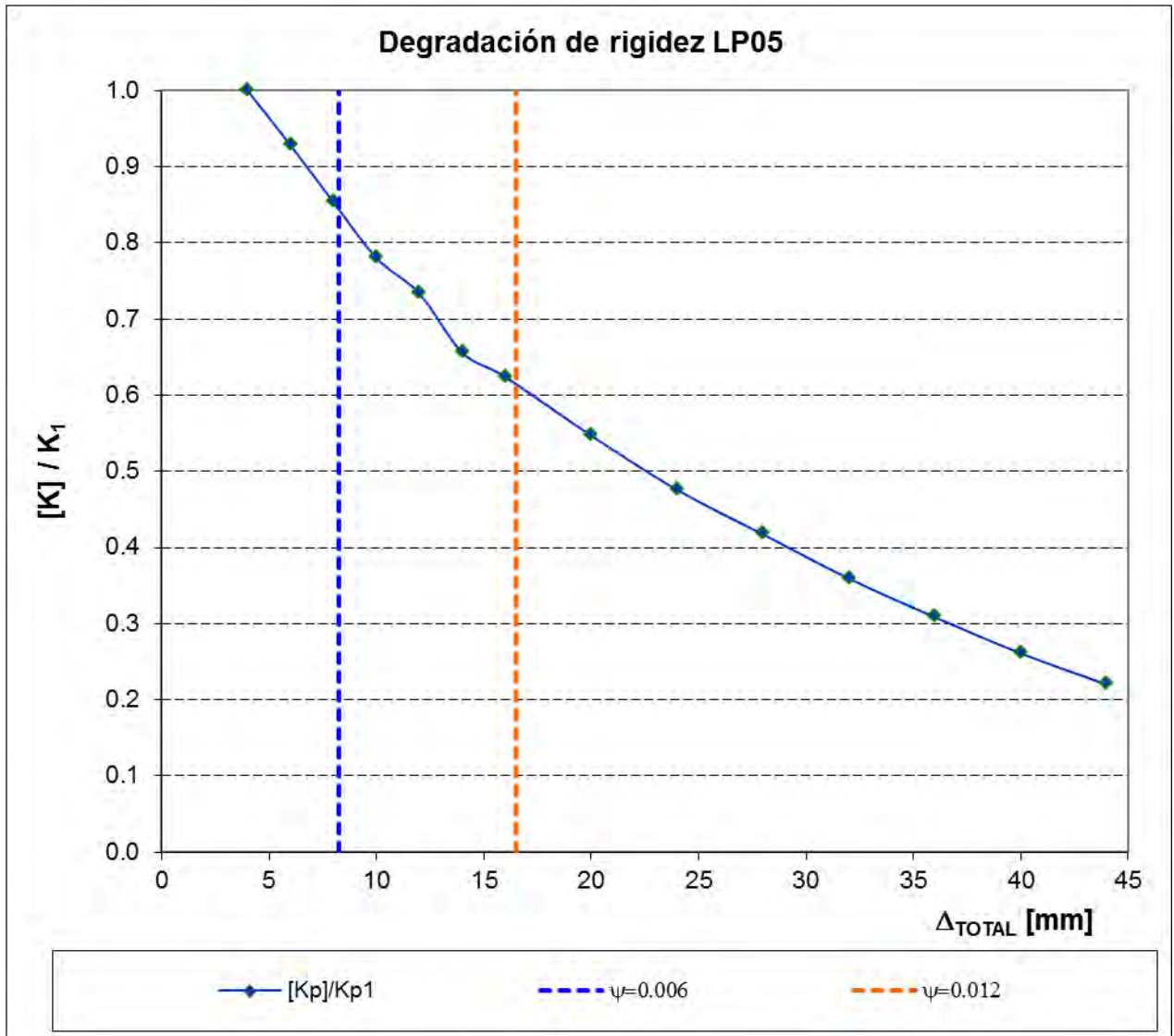


Figura F.16 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP05

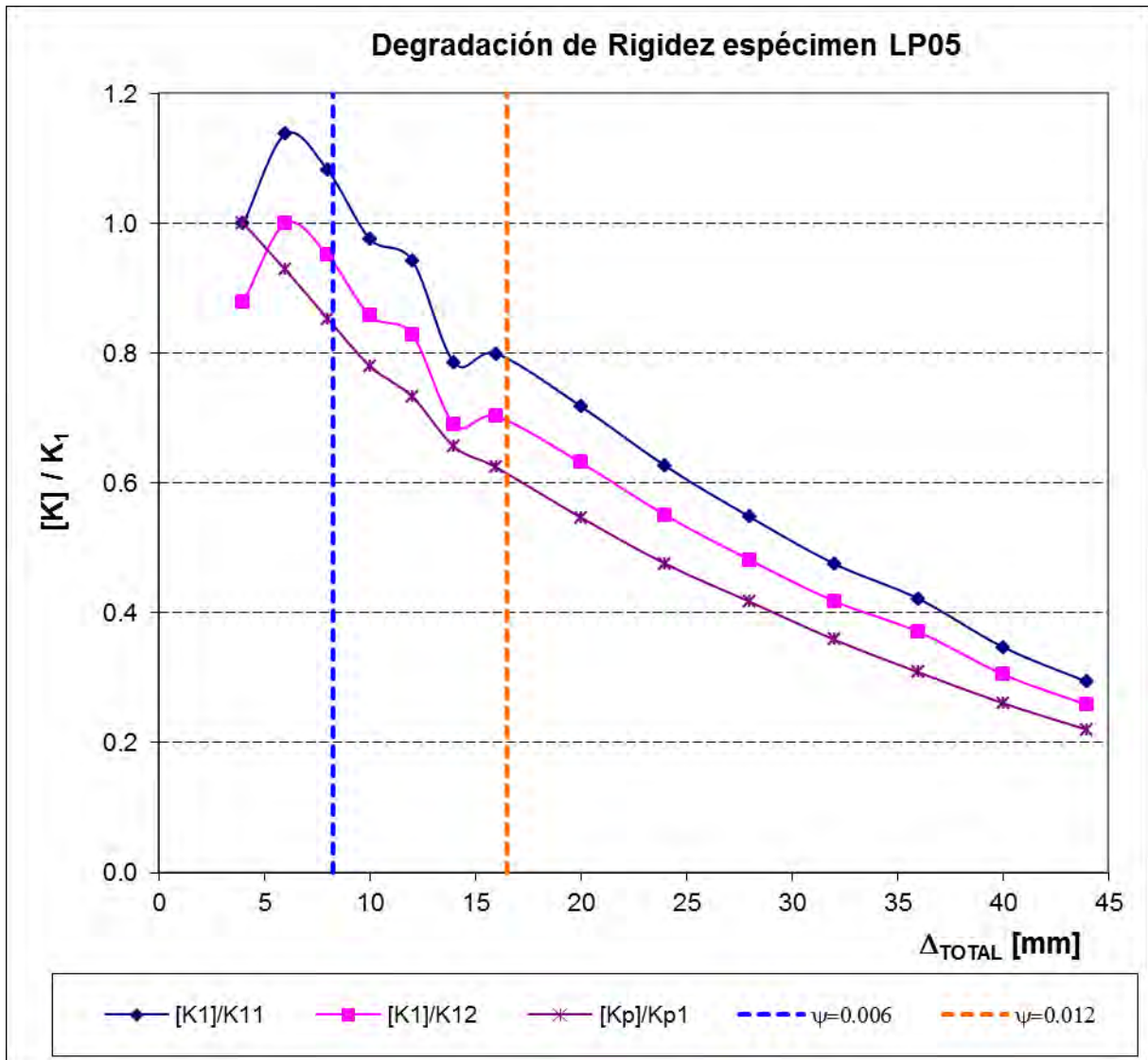


Figura F.17 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP05

F.6 Espécimen 6

Tabla F.8 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP06.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{11}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	$[K_p]/K_{p1}$
1	4	1	1	1	1	1
2	6	1.134	0.896	0.869	0.877	0.933
3	8	0.937	0.756	0.762	0.712	0.783
4	10	0.890	0.693	0.665	0.665	0.719
5	12	0.785	0.608	0.577	0.587	0.631
6	14	0.668	0.519	0.470	0.499	0.532
7	16	0.589	0.439	0.432	0.428	0.465
8	20	0.464	0.354	0.314	0.313	0.356
9	24	0.315	0.230	0.205	0.179	0.228
10	28	0.127				0.127
11	32	0.141				0.141
12	40	0.118				0.118
13	52	0.088				0.088
14	60	0.072				0.072

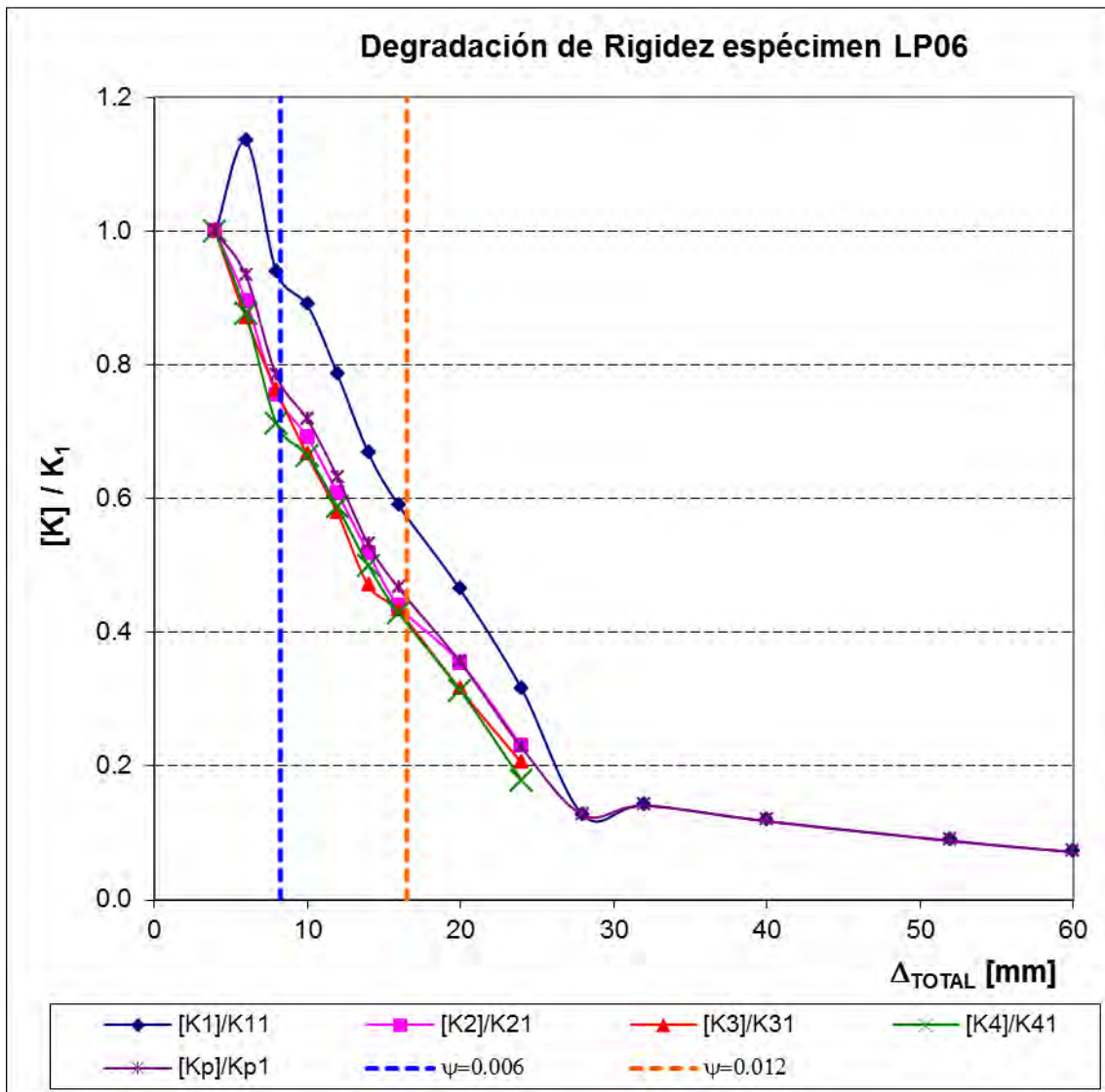


Figura F.18 Degradación de rigidez asociada al 1er ciclo, espécimen LP06

Tabla F.9 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP06.

Incrementos	Desplazamiento	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez	Rigidez
	mm	$[K_1]/K_{12}$	$[K_2]/K_{21}$	$[K_3]/K_{31}$	$[K_4]/K_{41}$	K_{prom}
1	4	0.882	1	1	1	1
2	6	1	0.896	0.869	0.877	0.933
3	8	0.827	0.756	0.762	0.712	0.783
4	10	0.784	0.693	0.665	0.665	0.719
5	12	0.692	0.608	0.577	0.587	0.631
6	14	0.589	0.519	0.470	0.499	0.532
7	16	0.520	0.439	0.432	0.428	0.465
8	20	0.409	0.354	0.314	0.313	0.356
9	24	0.278	0.230	0.205	0.179	0.228
10	28	0.112				0.112
11	32	0.124				0.124
12	40	0.104				0.104
13	52	0.078				0.078
14	60	0.063				0.063

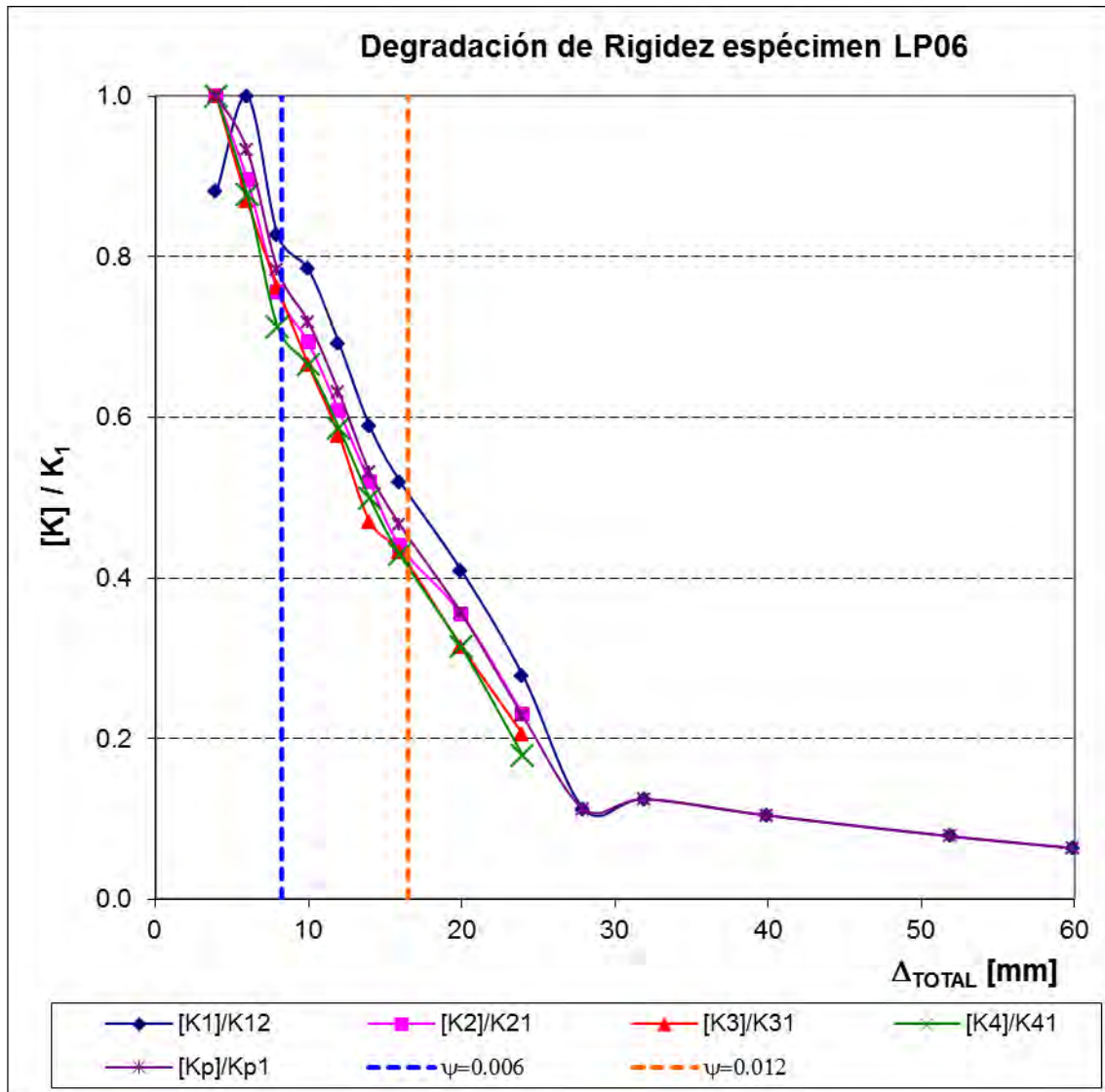


Figura F.19 Degradación de rigidez asociada al 2do ciclo, espécimen LP06

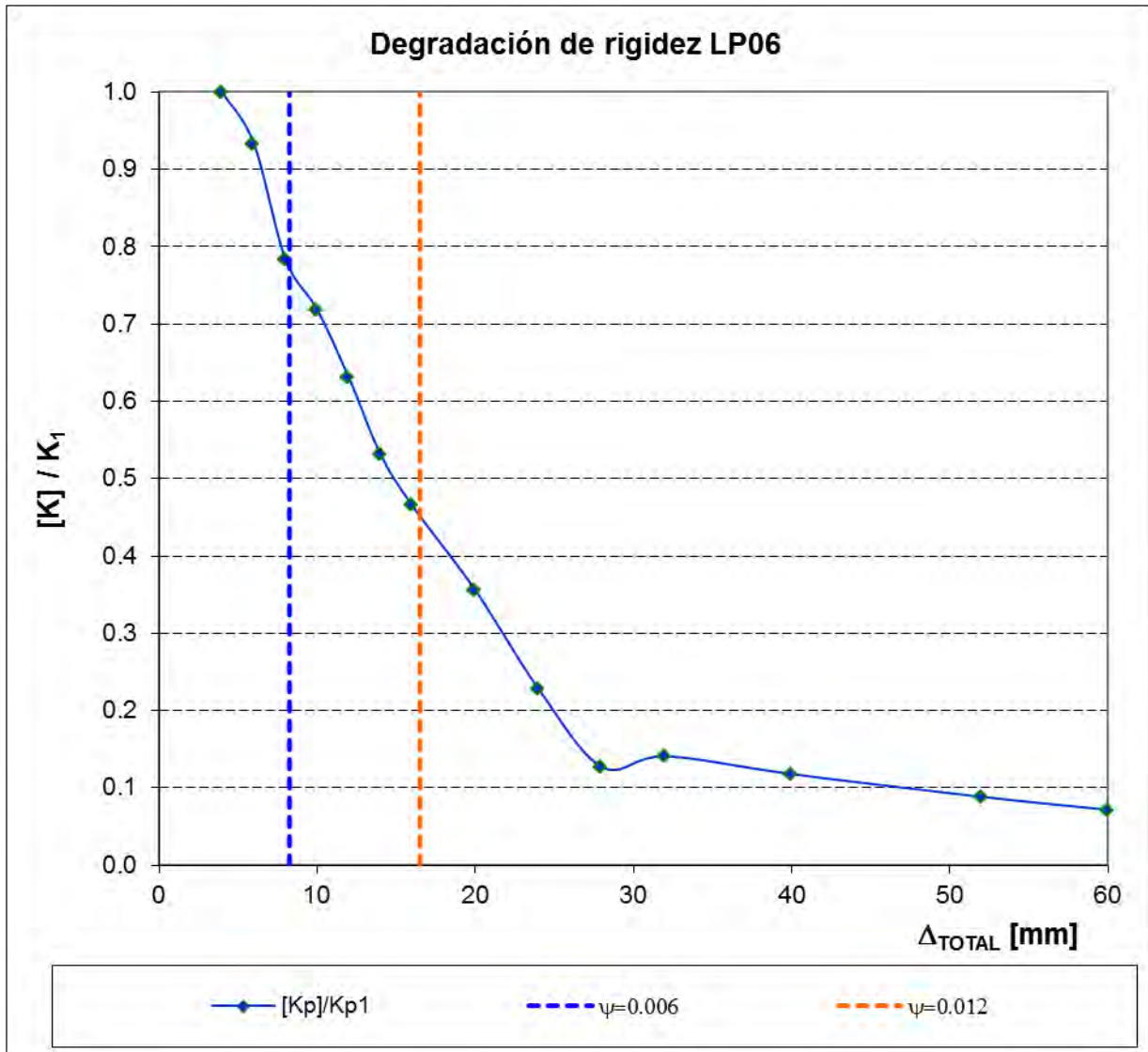


Figura F.20 Degradación de rigidez promedio, espécimen LP06

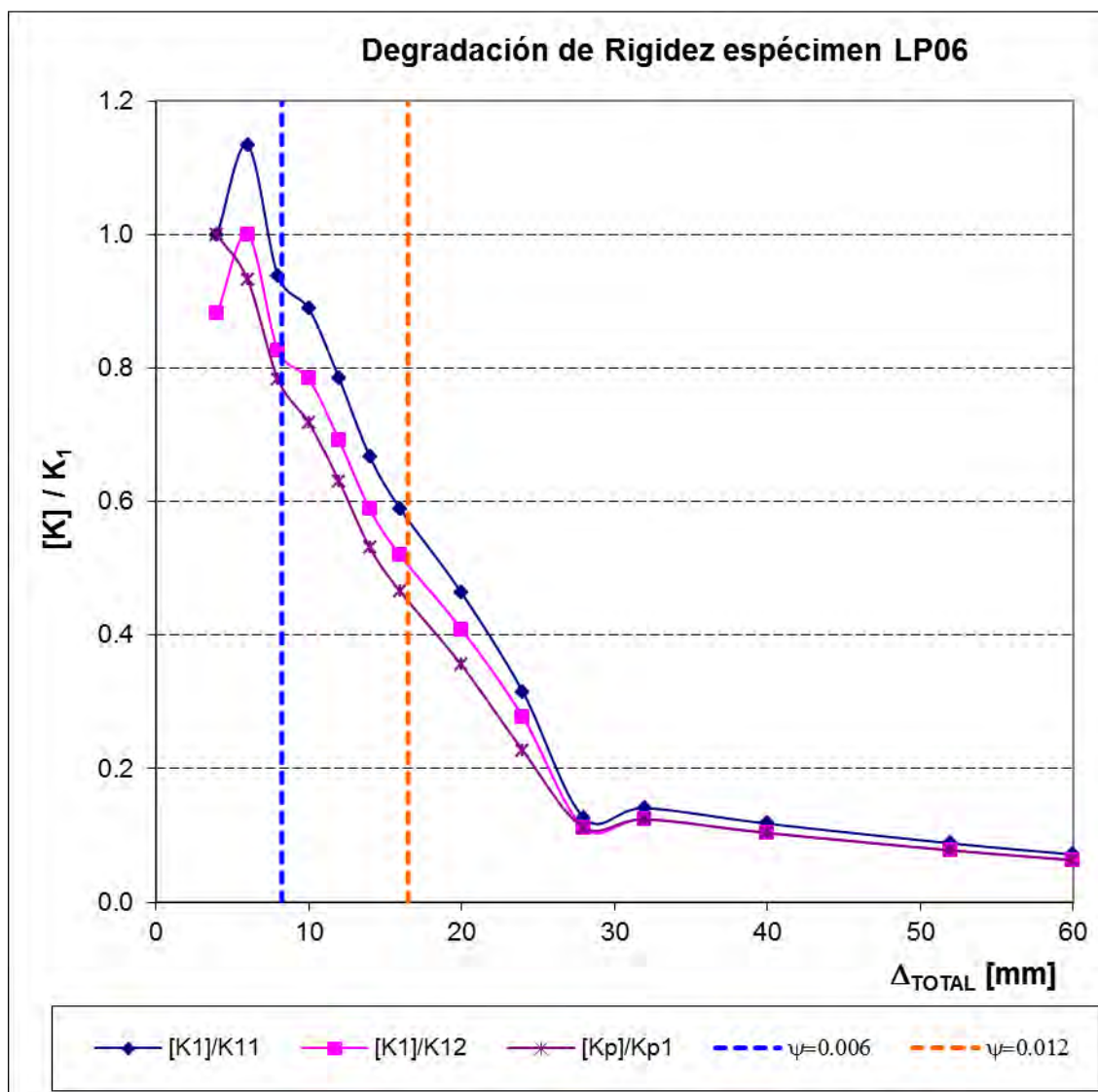


Figura F.21 Comparación de la degradación de los ciclos $[K_1]/K_{11}$ y $[K_1]/K_{12}$, espécimen LP06

F.7 Comparación entre Especímenes

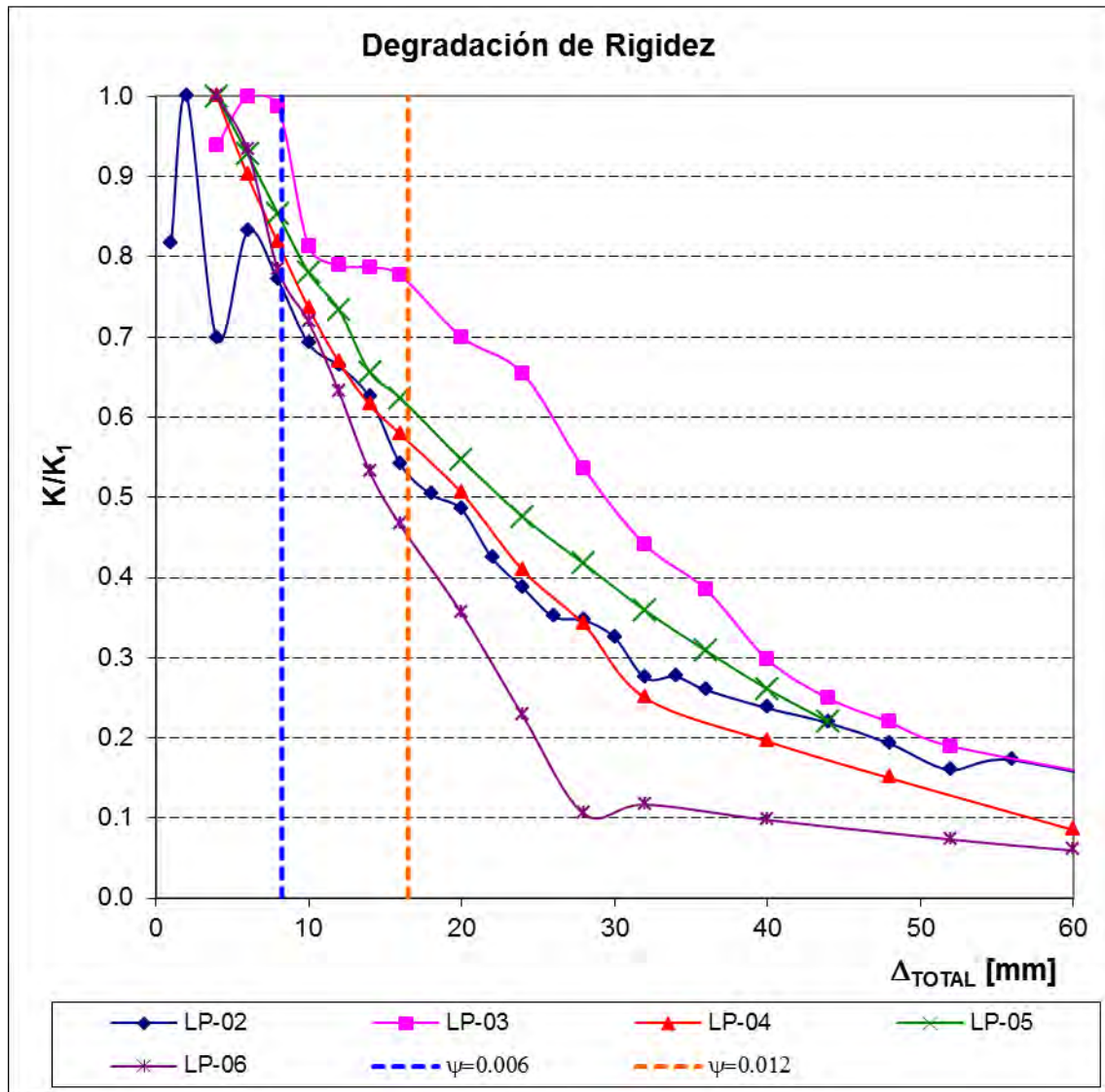


Figura F.22 Comparación de la degradación de la rigidez

APÉNDICE G: DISIPACIÓN DE ENERGÍA

CONTENIDO

- G.1 Disipación de energía
- G.2 Espécimen 2
- G.3 Espécimen 3
- G.4 Espécimen 4
- G.5 Espécimen 5
- G.6 Espécimen 6
- G.7 Comparación entre Especímenes

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura G. Disipación de energía histerética, espécimen LP02
- Figura 4.2 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02
- Figura 4.3 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02
- Figura 4.4 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP02
- Figura 4.5 Disipación de energía histerética, espécimen LP03
- Figura 4.6 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03
- Figura 4.7 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03
- Figura 4.8 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP03
- Figura 4.9 Disipación de energía histerética, espécimen LP04
- Figura 4.10 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04
- Figura 4.11 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04
- Figura 4.12 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP04
- Figura 4.13 Disipación de energía histerética, espécimen LP05
- Figura 4.14 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05
- Figura 4.15 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05
- Figura 4.16 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP05
- Figura 4.17 Disipación de energía histerética, espécimen LP06
- Figura 4.18 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06
- Figura 4.19 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06
- Figura 4.20 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP06
- Figura 4.21 Comparación de la disipación de energía acumulada

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla G.1	Disipación de energía histerética, espécimen LP02
Tabla G.2	Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02
Tabla G.3	Disipación de energía por ciclo, espécimen LP02
Tabla G.4	Disipación de energía histerética, espécimen LP03
Tabla G.5	Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03
Tabla G.6	Disipación de energía por ciclo, espécimen LP03
Tabla G.7	Disipación de energía histerética, espécimen LP04
Tabla G.8	Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04
Tabla G.9	Disipación de energía por ciclo, espécimen LP04
Tabla G.10	Disipación de energía histerética, espécimen LP05
Tabla G.11	Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05
Tabla G.12	Disipación de energía por ciclo, espécimen LP05
Tabla G.13	Disipación de energía histerética, espécimen LP06
Tabla G.14	Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06
Tabla G.15	Disipación de energía por ciclo, espécimen LP06

G.1 Disipación de energía

Se calcularon algunas de las propiedades mecánicas representativas de la conexión, que permiten describir el comportamiento ante un evento sísmico.

Las propiedades de interés que permiten describir el comportamiento son los ciclos de histéresis, la rigidez del ciclo, la energía histerética disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente, y la ductilidad. Se hace una breve descripción de la forma en que se determinaron las características mencionadas.

G.2 Espécimen 2

Tabla G.1. Disipación de energía histerética, espécimen LP02

Desplazamiento mm	Repeticiones	Energía	Energía Acumulada
1	4	5.68	5.68
2	4	15.51	21.18
4	4	98.73	119.91
6	4	45.33	165.24
8	4	70.23	235.47
10	4	120.53	356.00
12	4	170.62	526.61
14	4	198.26	724.87
16	4	250.31	975.18
18	4	326.88	1302.06
20	4	344.60	1646.66
22	4	499.26	2145.93
24	4	584.90	2730.82
26	4	608.12	3338.94
28	4	686.27	4025.21
30	4	714.03	4739.24
32	4	791.39	5530.63
34	4	947.30	6477.93
36	4	944.58	7422.51
40	2	588.85	8011.36
44	1	331.67	8343.04
48	1	399.28	8742.32
52	1	458.53	9200.84
56	1	478.86	9679.70
72	1	830.03	10509.73
		10509.73	

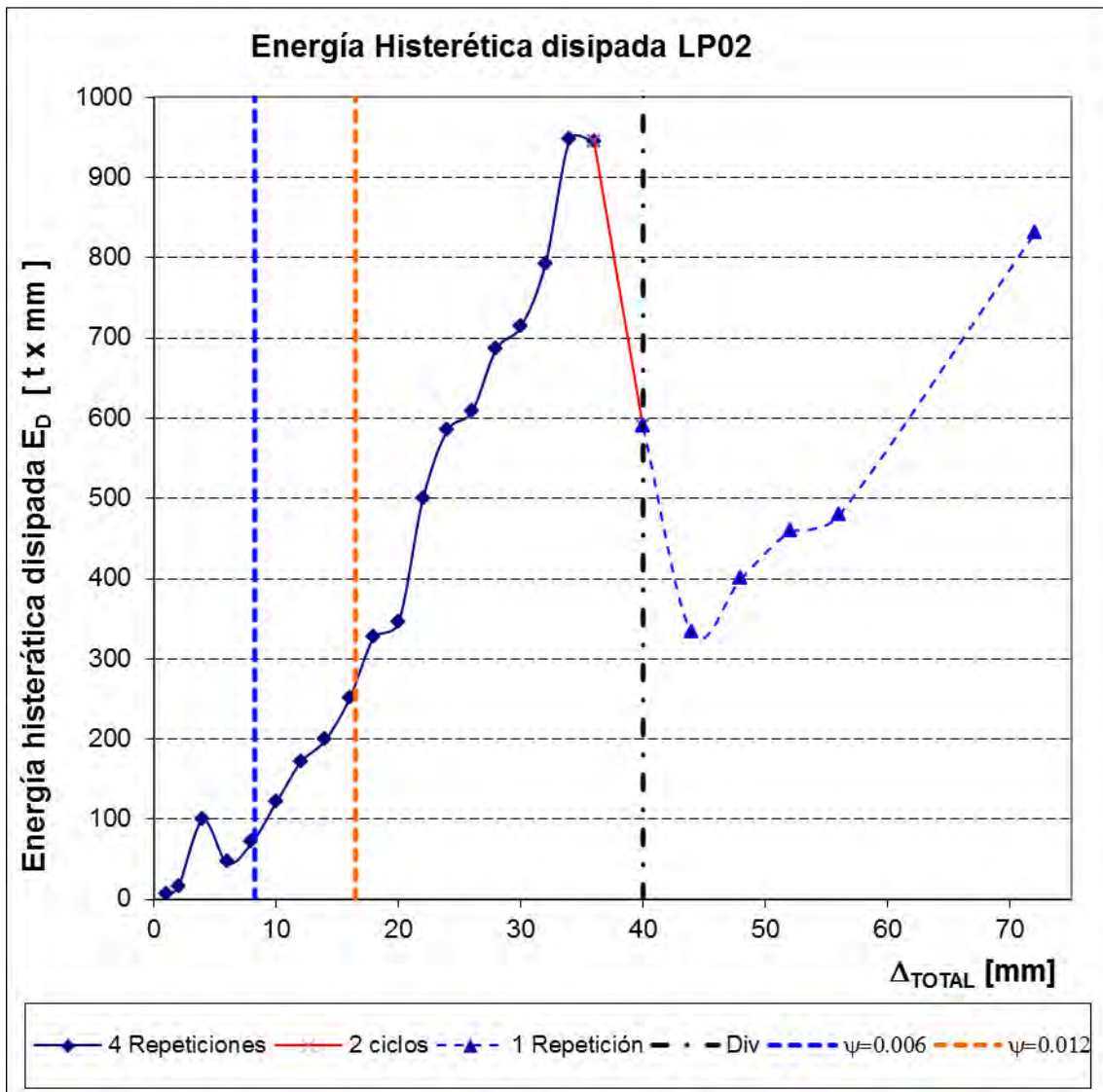


Figura G.1 Disipación de energía histerética, espécimen LP02

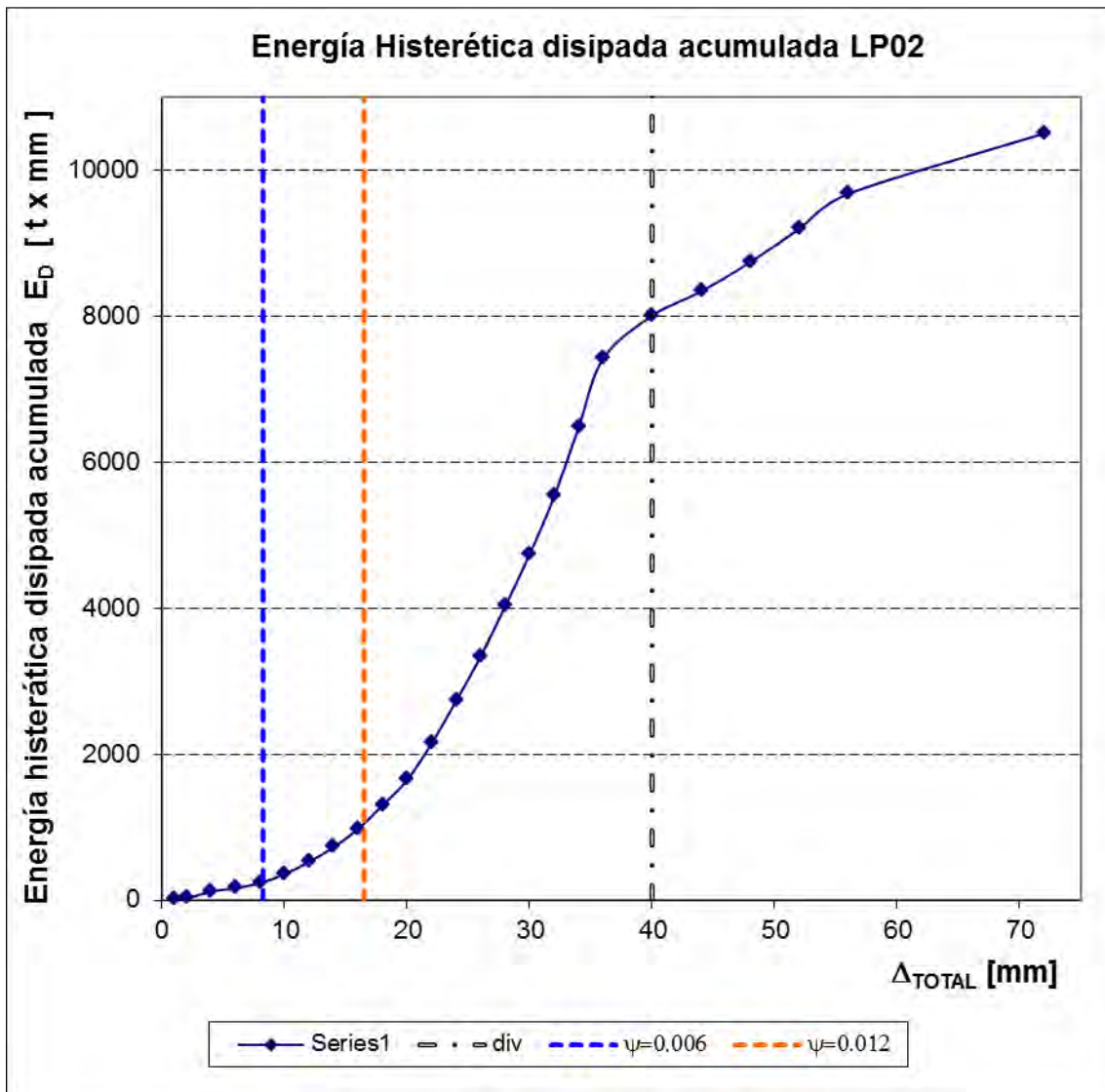


Figura G.2 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02

Tabla G.2 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02

Repetición	Energía	Repetición	Energía
	Acumulada		Acumulada
1	1.29	43	1568.81
2	2.74	44	1646.66
3	4.15	45	1789.94
4	5.68	46	1922.71
5	9.64	47	2038.56
6	12.85	48	2145.93
7	17.85	49	2290.55
8	21.18	50	2460.86
9	45.21	51	2603.38
10	66.59	52	2730.82
11	94.27	53	2877.95
12	119.91	54	3051.53
13	131.66	55	3199.43
14	146.46	56	3338.94
15	156.51	57	3508.42
16	165.24	58	3695.27
17	184.44	59	3872.77
18	199.78	60	4025.21
19	217.83	61	4202.33
20	235.47	62	4385.21
21	258.11	63	4564.19
22	290.19	64	4739.24
23	323.38	65	4927.96
24	356.00	66	5137.25
25	398.65	67	5346.10
26	442.92	68	5530.63
27	484.86	69	5767.11
28	526.61	70	6020.43
29	573.29	71	6269.13
30	630.24	72	6477.93
31	676.74	73	6713.71
32	724.87	74	6946.96
33	787.30	75	7187.81
34	853.41	76	7422.51
35	910.75	77	7716.96
36	975.18	78	8011.36
37	1055.24	79	8343.04
38	1149.00	80	8742.32
39	1225.57	81	9200.84
40	1302.06	82	9679.70
41	1400.55	83	10509.73
42	1481.91		

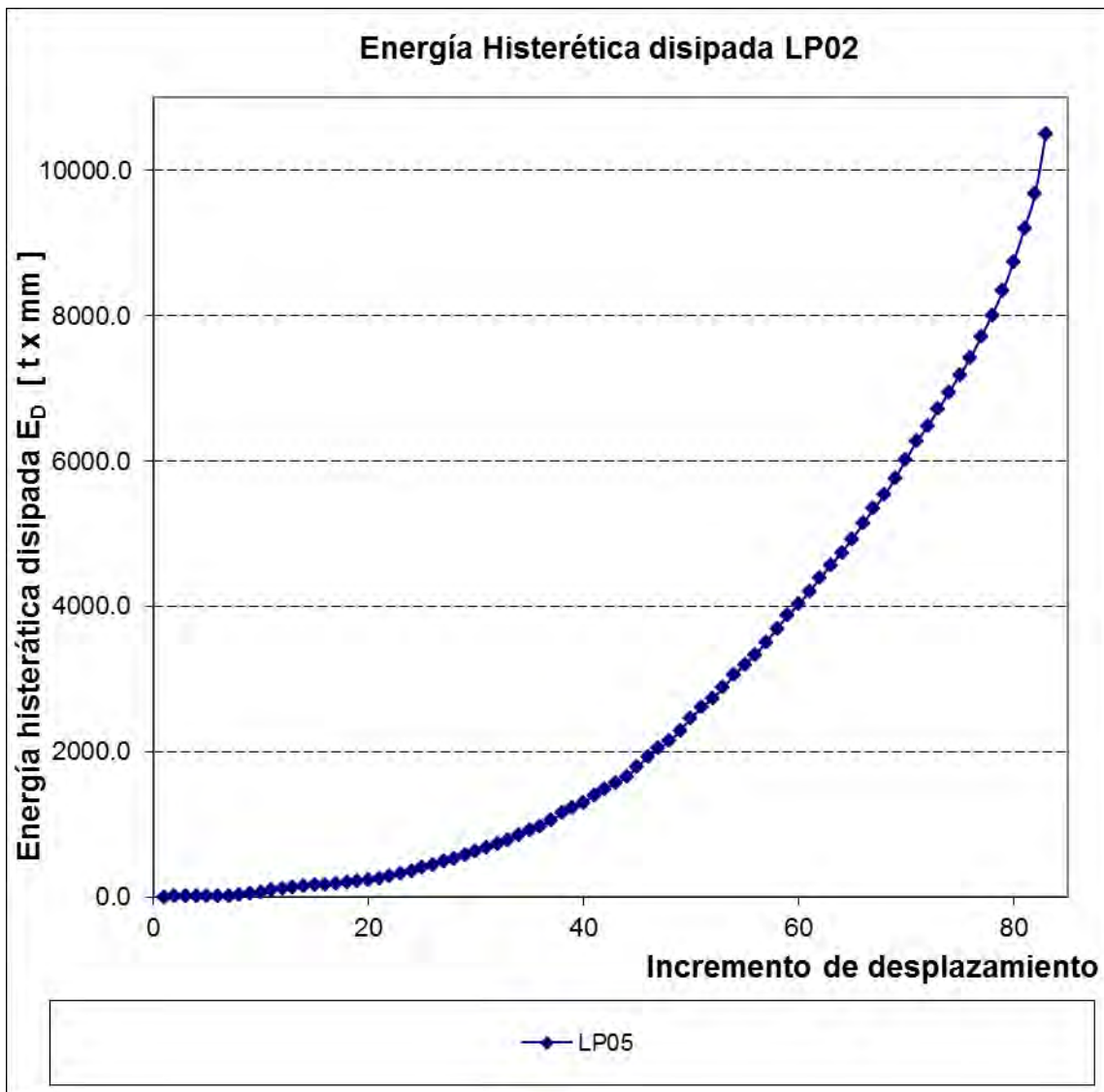


Figura G.3 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP02

Tabla G.3 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP02

Incrementos	Desplazamiento mm	Energía Histerética Disipada [Tonxmm]				
		Ciclo 1 E ₁	Ciclo 2 E ₂	Ciclo 3 E ₃	Ciclo 4 E ₄	Promedio E _{prom}
1	1	1.29	1.45	1.41	1.53	1.42
2	2	3.97	3.20	5.00	3.33	3.88
3	4	24.02	21.38	27.68	25.64	24.68
4	6	11.75	14.80	10.05	8.73	11.33
5	8	19.19	15.35	18.05	17.64	17.56
6	10	22.64	32.08	33.19	32.62	30.13
7	12	42.66	44.27	41.94	41.76	42.65
8	14	46.68	56.95	46.50	48.13	49.56
9	16	62.43	66.10	57.35	64.43	62.58
10	18	80.06	93.76	76.57	76.49	81.72
11	20	98.49	81.35	86.90	77.86	86.15
12	22	143.28	132.77	115.85	107.37	124.82
13	24	144.62	170.31	142.52	127.45	146.22
14	26	147.12	173.58	147.90	139.51	152.03
15	28	169.48	186.85	177.51	152.43	171.57
16	30	177.12	182.88	178.98	175.06	178.51
17	32	188.72	209.29	208.85	184.52	197.85
18	34	236.49	253.32	248.70	208.80	236.83
19	36	235.78	233.25	240.84	234.70	236.15
20	40	294.45	294.40			294.43
21	44	331.67				331.67
22	48	399.28				399.28
23	52	458.53				458.53
24	56	478.86				478.86
25	72	830.03				830.03

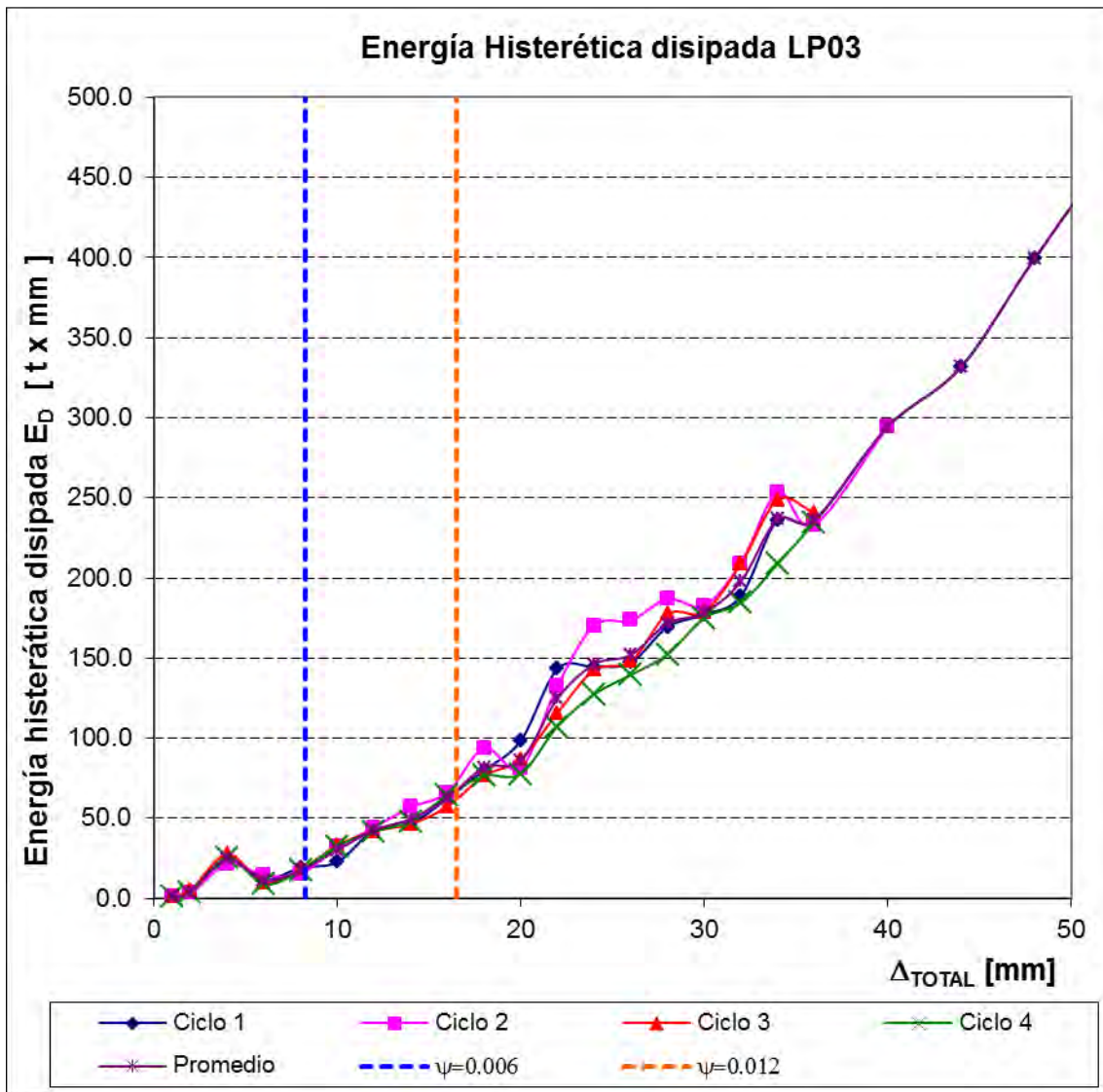


Figura G.4 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP02

G.3 Espécimen 3

Tabla G.4. Disipación de energía histerética, espécimen LP03

Incrementos	Desplazamiento mm	Repeticiones	Energía	Energía Acumulada
0	0	0	0	0
1	4	2	19.94	19.94
2	6	4	63.21	83.15
3	8	4	91.12	174.26
4	10	4	149.61	323.88
5	12	4	138.93	462.80
6	14	4	190.75	653.56
7	16	4	228.97	882.53
8	20	4	325.52	1208.05
9	24	4	431.31	1639.35
10	28	4	590.88	2230.23
11	32	4	611.49	2841.72
12	36	4	727.21	3568.93
13	40	4	832.38	4401.31
14	44	1	215.45	4616.76
15	48	1	266.83	4883.59
16	52	1	294.38	5177.97
17	72	1	413.10	5591.06
			5591.06	

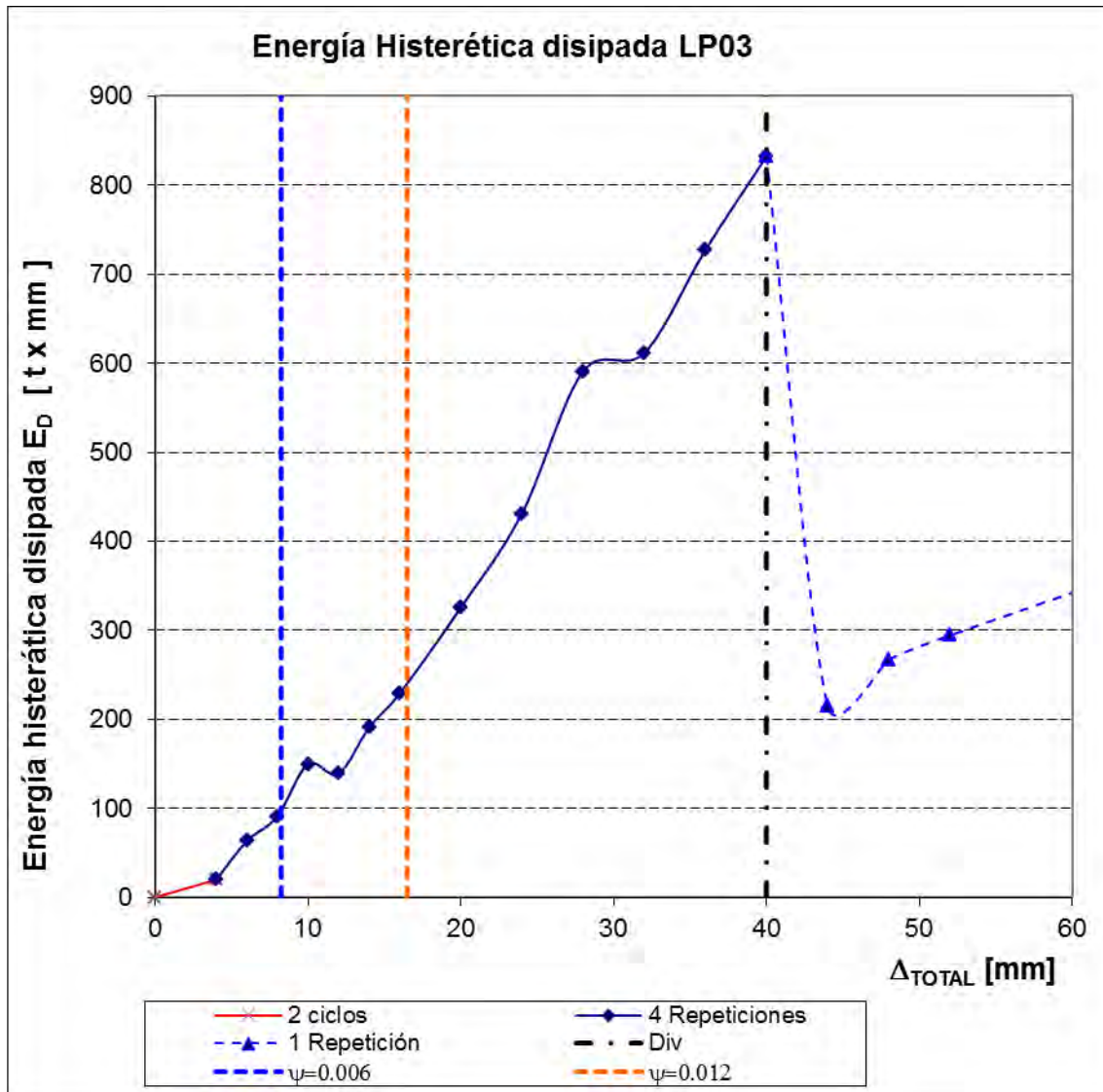


Figura G.5 Disipación de energía histerética, espécimen LP03

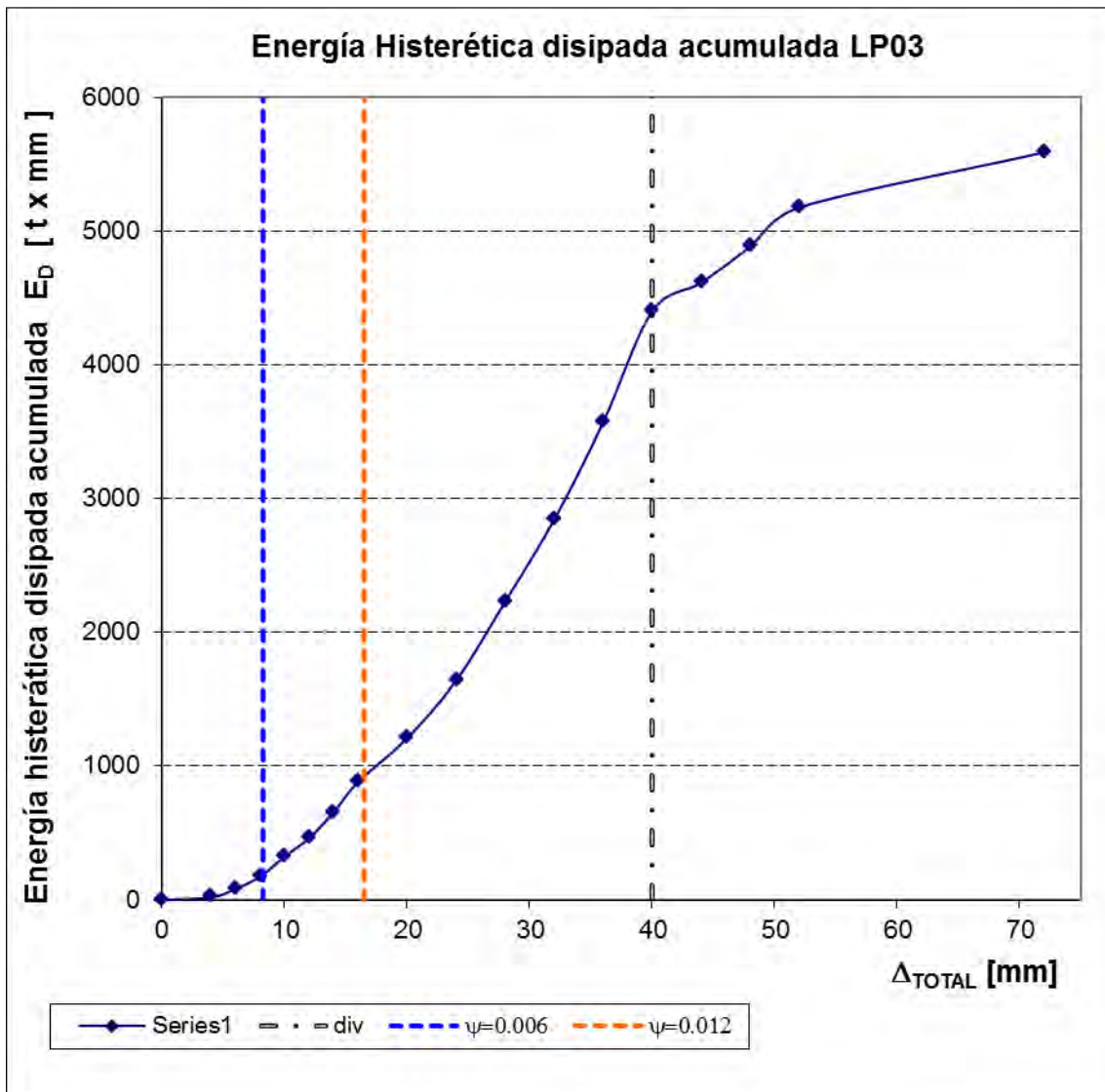


Figura G.6 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03

Tabla G.5 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03

Repetición	Energía	Repetición	Energía
	Acumulada		Acumulada
1	10.57	28	1049.21
2	19.94	29	1132.56
3	37.57	30	1208.05
4	53.61	31	1320.70
5	69.82	32	1423.78
6	83.15	33	1531.73
7	109.39	34	1639.35
8	130.63	35	1783.88
9	151.55	36	1923.13
10	174.26	37	2099.18
11	246.27	38	2230.23
12	274.88	39	2391.44
13	299.25	40	2543.70
14	323.88	41	2706.28
15	358.81	42	2841.72
16	390.96	43	3032.37
17	425.65	44	3214.69
18	462.80	45	3400.88
19	510.33	46	3568.93
20	556.25	47	3780.98
21	607.89	48	3994.39
22	653.56	49	4198.87
23	712.02	50	4401.31
24	768.05	51	4616.76
25	824.48	52	4883.59
26	882.53	53	5177.97
27	966.18	54	5591.06

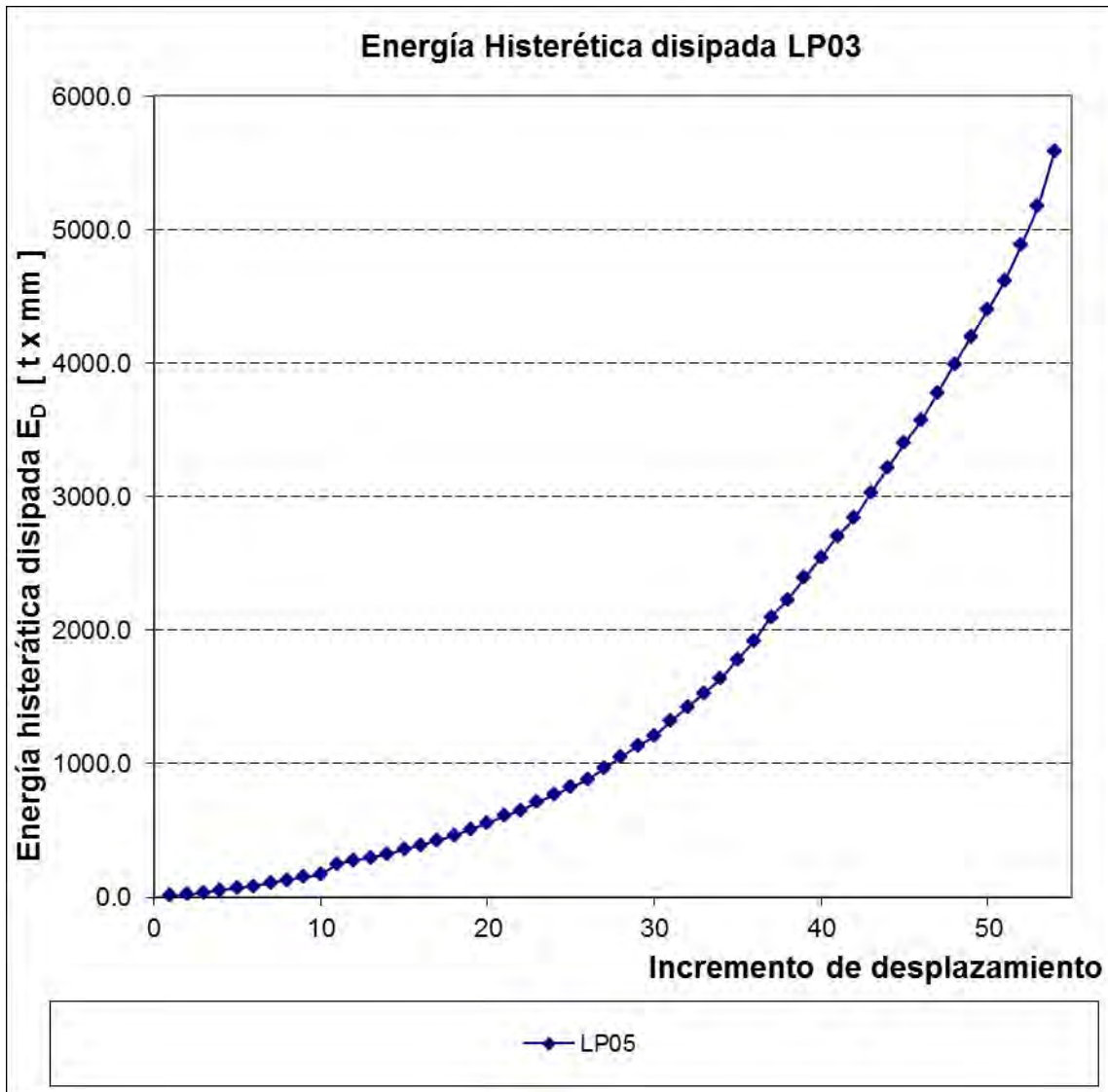


Figura G.7 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP03

Tabla G.6 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP03

Incrementos	Desplazamiento mm	Energía Histerética Disipada [Tonxmm]				
		Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Promedio
		E_1	E_2	E_3	E_4	E_{prom}
1	4	10.57	9.37			9.97
2	6	17.63	16.04	16.21	13.33	15.80
3	8	26.24	21.24	20.92	22.72	22.78
4	10	72.00	28.61	24.37	24.62	37.40
5	12	34.94	32.14	34.70	37.15	34.73
6	14	47.52	45.92	51.64	45.67	47.69
7	16	58.47	56.02	56.43	58.05	57.24
8	20	83.65	83.03	83.35	75.48	81.38
9	24	112.65	103.08	107.96	107.62	107.83
10	28	144.52	139.25	176.05	131.05	147.72
11	32	161.21	152.26	162.58	135.44	152.87
12	36	190.65	182.32	186.20	168.05	181.80
13	40	212.05	213.41	204.48	202.45	208.10
14	44	215.45				215.45
15	48	266.83				266.83
16	52	294.38				294.38
17	72	413.10				413.10

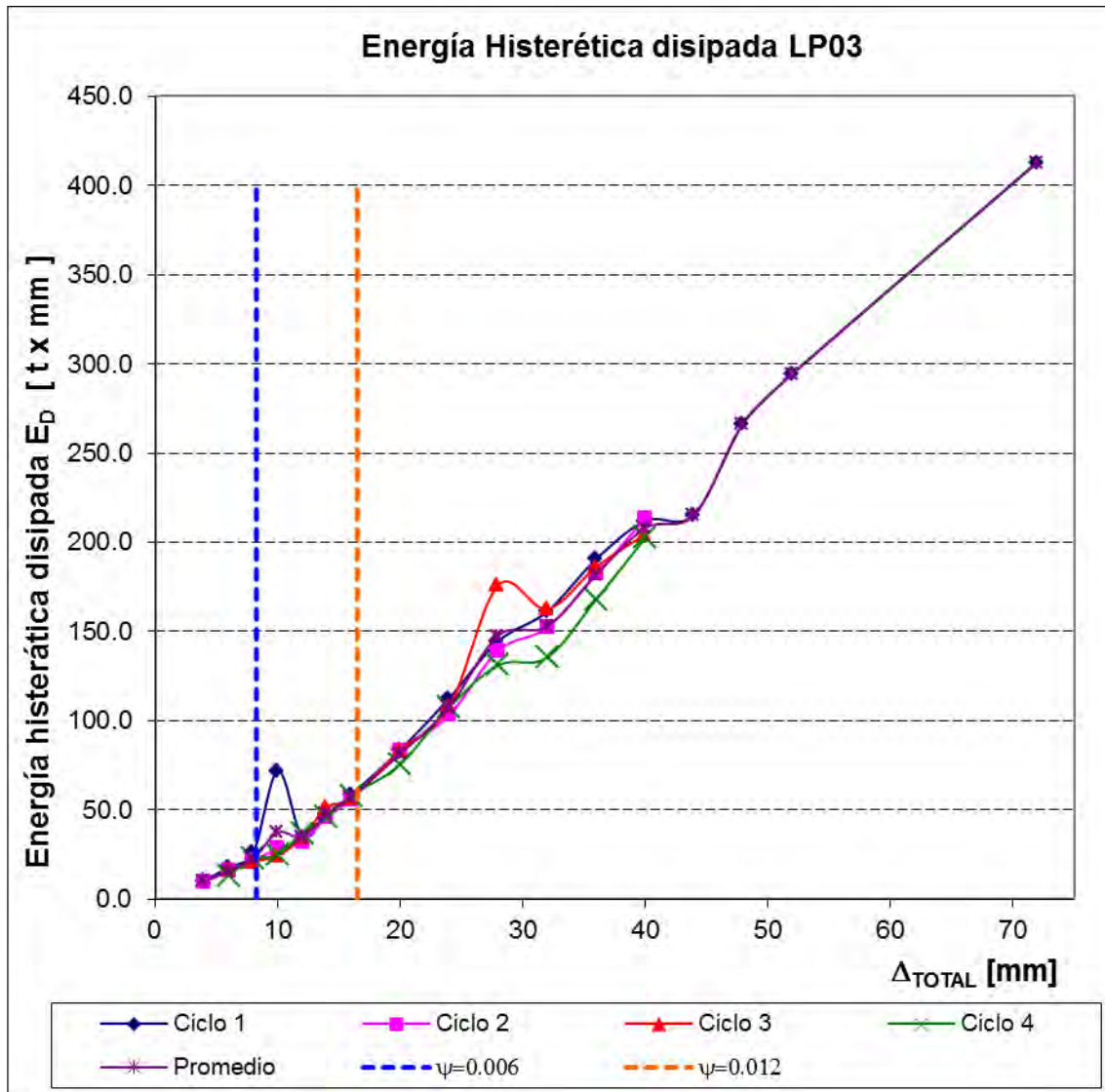


Figura G.8 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP03

G.4 Espécimen 4

Tabla G.7. Disipación de energía histerética, espécimen LP04

Desplazamiento mm	Repeticiones	Energía	Energía Acumulada
4	4	46.24	46.24
6	4	81.89	128.13
8	4	116.29	244.42
10	4	173.42	417.83
12	4	204.97	622.81
14	4	241.63	864.44
16	4	282.75	1147.19
20	4	404.03	1551.22
24	4	619.16	2170.38
28	4	622.79	2793.18
32	4	928.96	3722.14
40	1	272.80	3994.93
48	1	361.33	4356.26
60	1	403.41	4759.67
		4759.67	

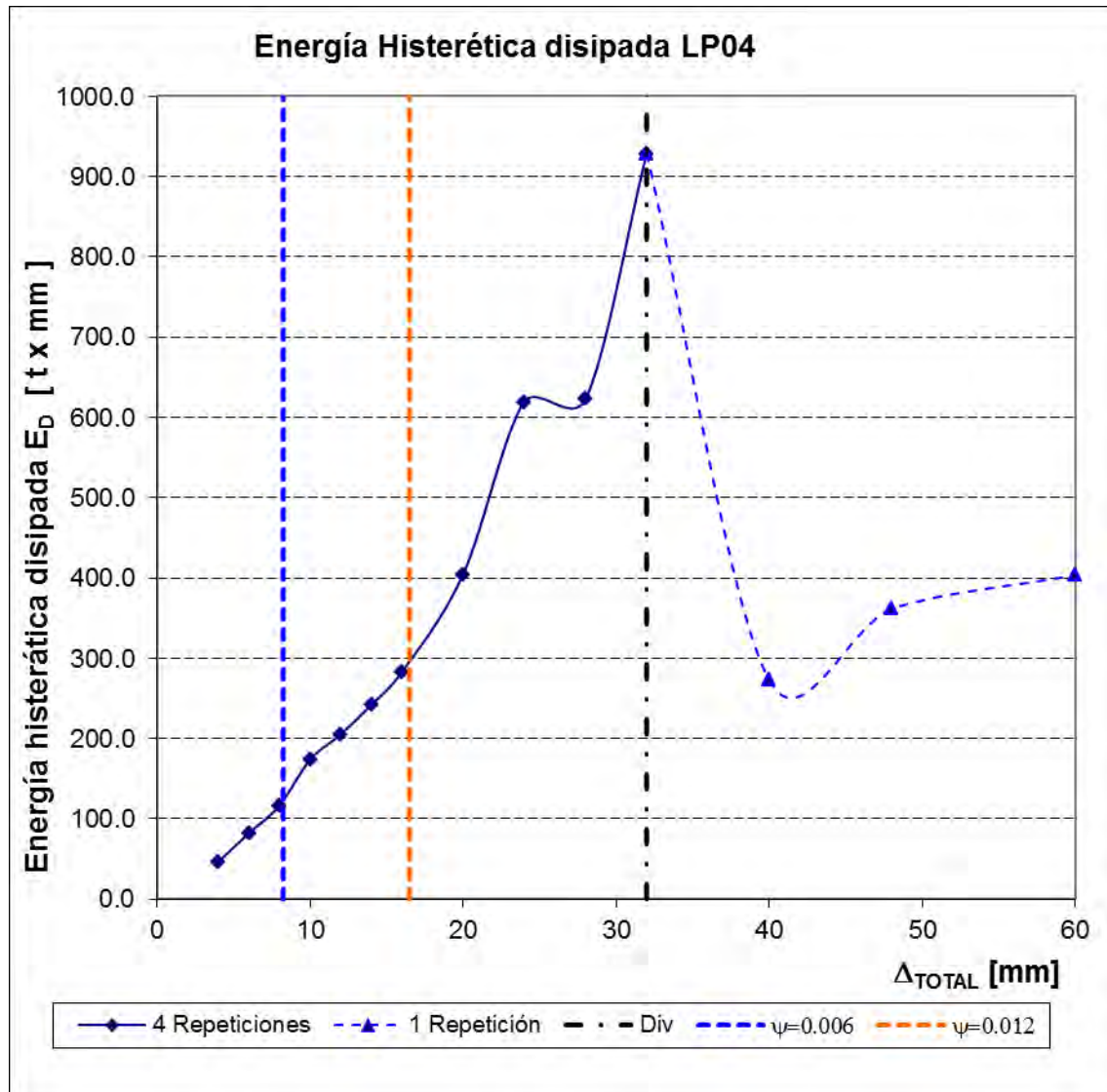


Figura G.9 Disipación de energía histerética, espécimen LP04

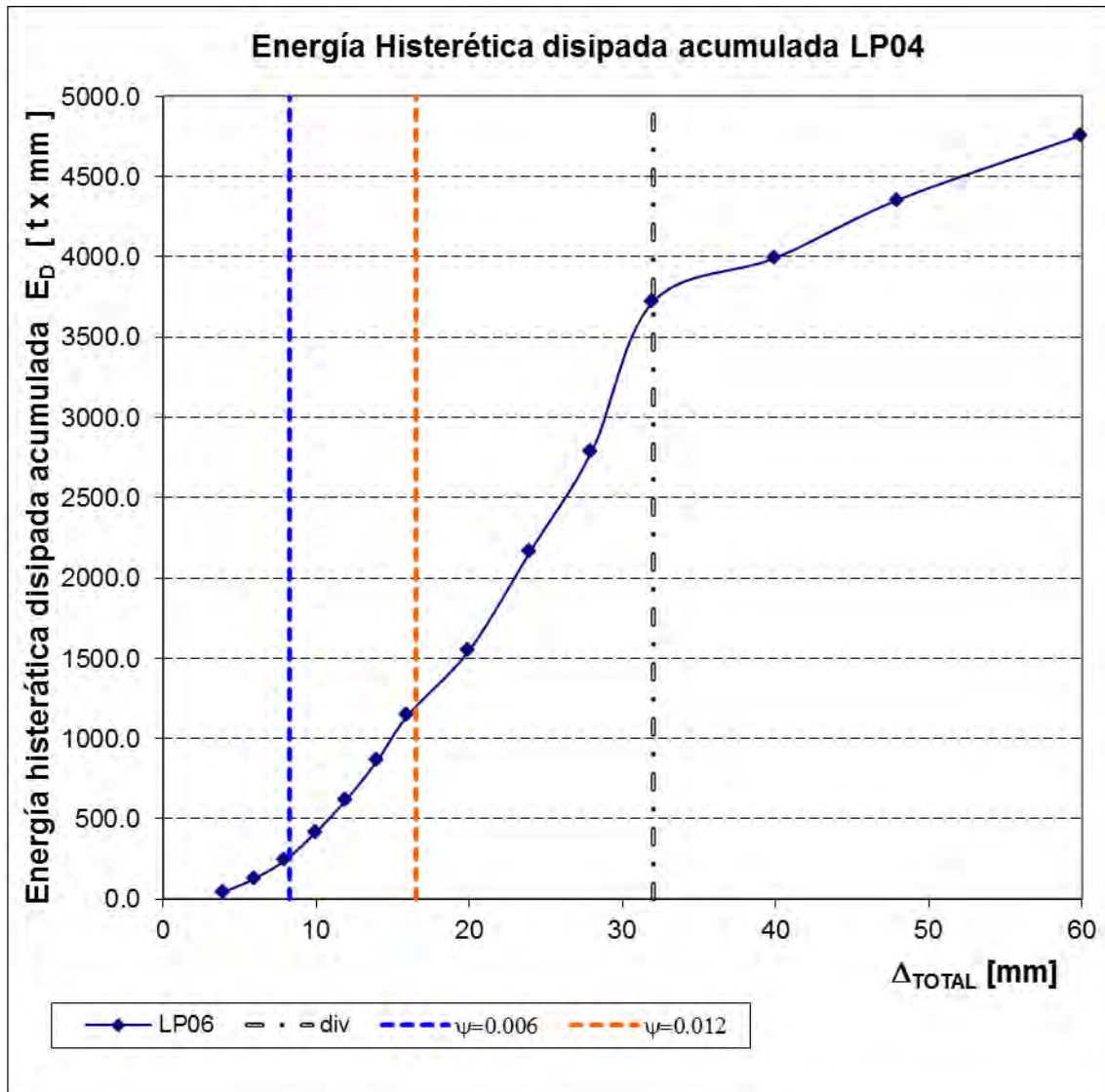


Figura G.10 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04

Tabla G.8 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04

Repetición	Energía	Repetición	Energía
	Acumulada		Acumulada
1	14.79	25	936.11
2	25.89	26	1010.32
3	36.12	27	1080.01
4	46.24	28	1147.19
5	69.64	29	1257.75
6	89.02	30	1363.38
7	109.67	31	1457.33
8	128.13	32	1551.22
9	160.14	33	1744.55
10	188.30	34	1903.84
11	216.38	35	2037.46
12	244.42	36	2170.38
13	282.71	37	2350.36
14	327.23	38	2512.21
15	375.68	39	2656.81
16	417.83	40	2793.18
17	470.93	41	2991.84
18	521.54	42	3281.53
19	573.39	43	3502.24
20	622.81	44	3722.14
21	695.65	45	3994.93
22	756.81	46	4356.26
23	811.50	47	4759.67
24	864.44		

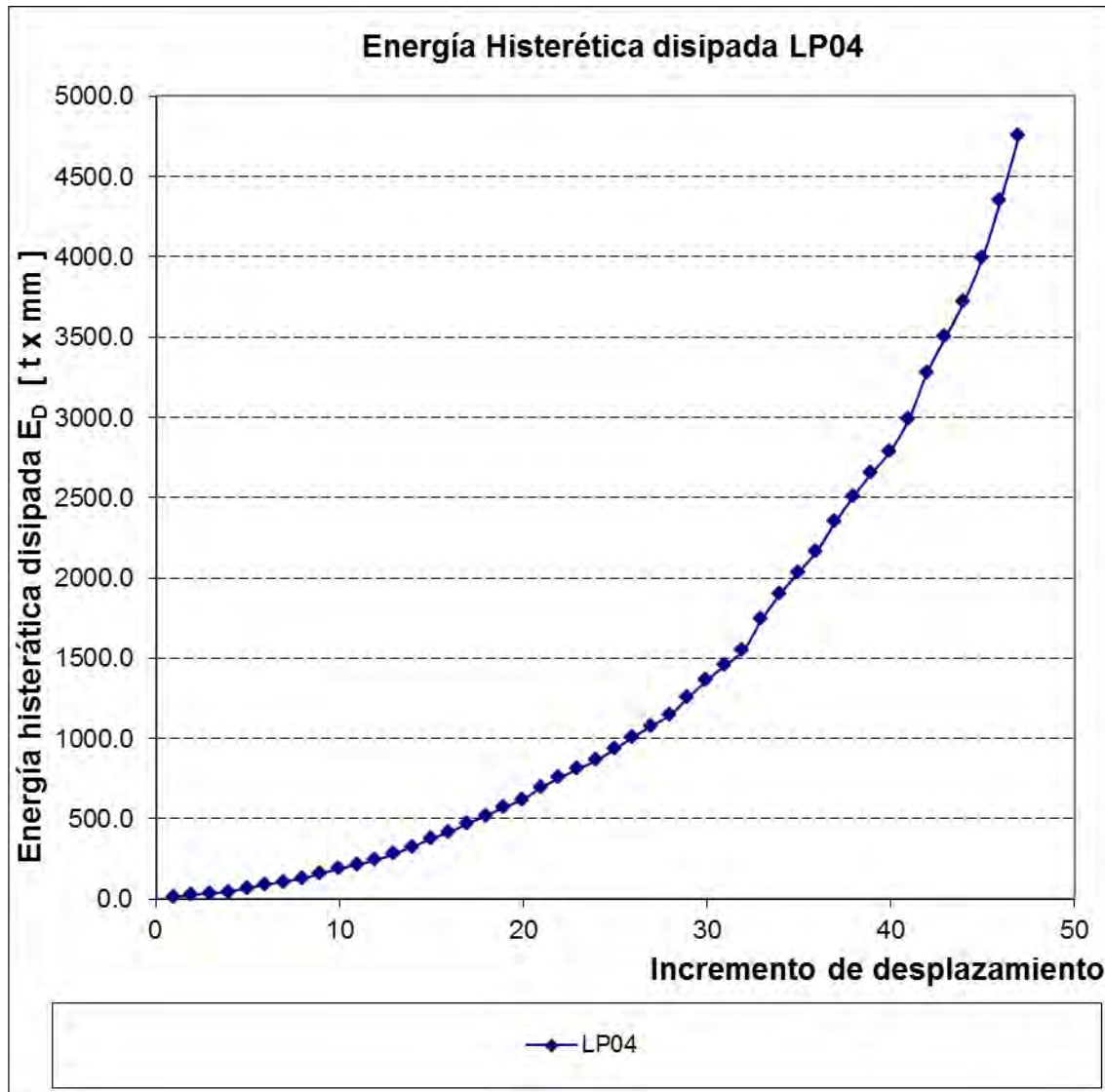


Figura G.11 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP04

Tabla G.9 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP04

Incrementos	Desplazamiento mm	Energía Histerética Disipada [Tonxmm]				
		Ciclo 1 E_1	Ciclo 2 E_2	Ciclo 3 E_3	Ciclo 4 E_4	Promedio E_{prom}
1	4	14.79	11.11	10.23	10.12	11.56
2	6	23.39	19.39	20.65	18.46	20.47
3	8	32.01	28.16	28.07	28.04	29.07
4	10	38.30	44.51	48.46	42.15	43.35
5	12	53.10	50.61	51.85	49.41	51.24
6	14	72.85	61.16	54.69	52.94	60.41
7	16	71.67	74.21	69.69	67.18	70.69
8	20	110.56	105.63	93.95	93.90	101.01
9	24	193.33	159.29	133.62	132.92	154.79
10	28	179.98	161.85	144.60	136.37	155.70
11	32	198.66	289.69	220.71	219.89	232.24
12	40	272.80				272.80
13	52	361.33				361.33
14	60	403.41				403.41

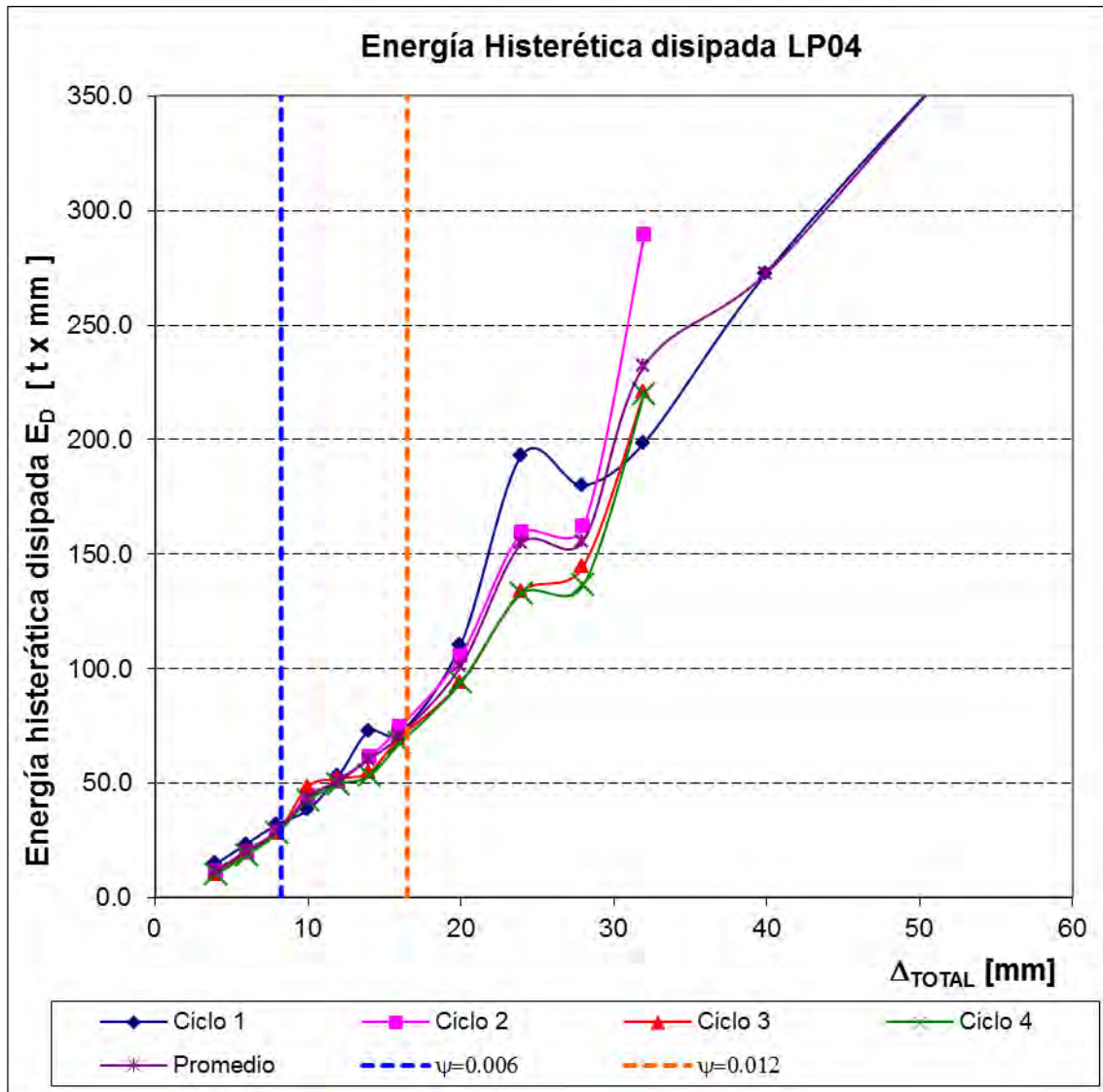


Figura G.12 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP04

G.5 Espécimen 5

Tabla G.10. Disipación de energía histerética, espécimen LP05

Incrementos	Desplazamiento mm	Repeticiones	Energía	Energía Acumulada
1	4	4	48.17	48.17
2	6	4	90.77	138.94
3	8	4	157.59	296.53
4	10	4	190.94	487.47
5	12	4	265.12	752.59
6	14	4	341.39	1093.98
7	16	4	401.10	1495.08
8	20	4	545.31	2040.40
9	24	4	678.78	2719.18
10	28	4	790.00	3509.18
11	32	4	945.77	4454.95
12	36	4	1034.23	5489.17
13	40	4	1223.04	6712.21
14	44	4	1345.27	8057.49
			8057.49	

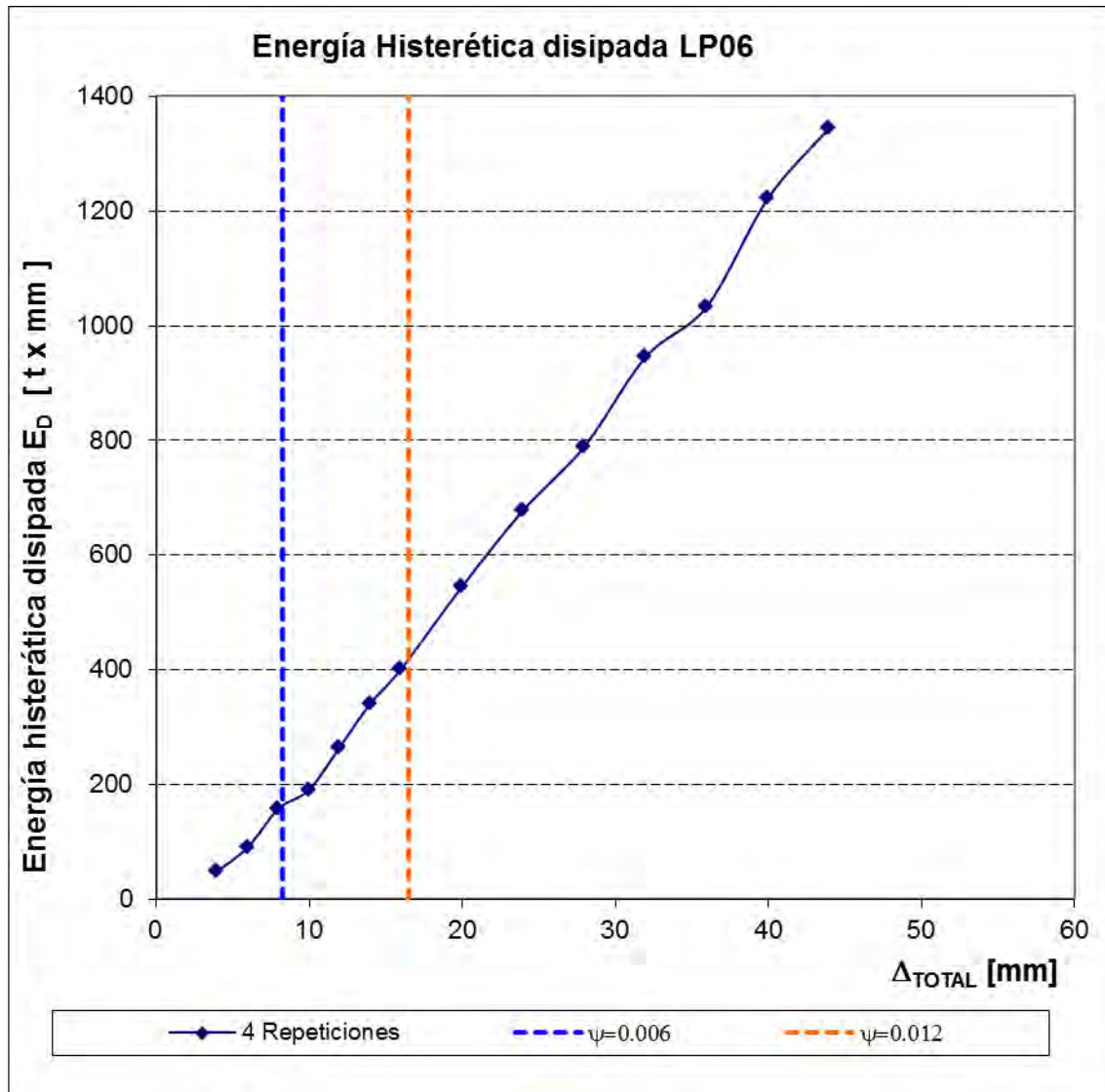


Figura G.13 Disipación de energía histerética, espécimen LP05

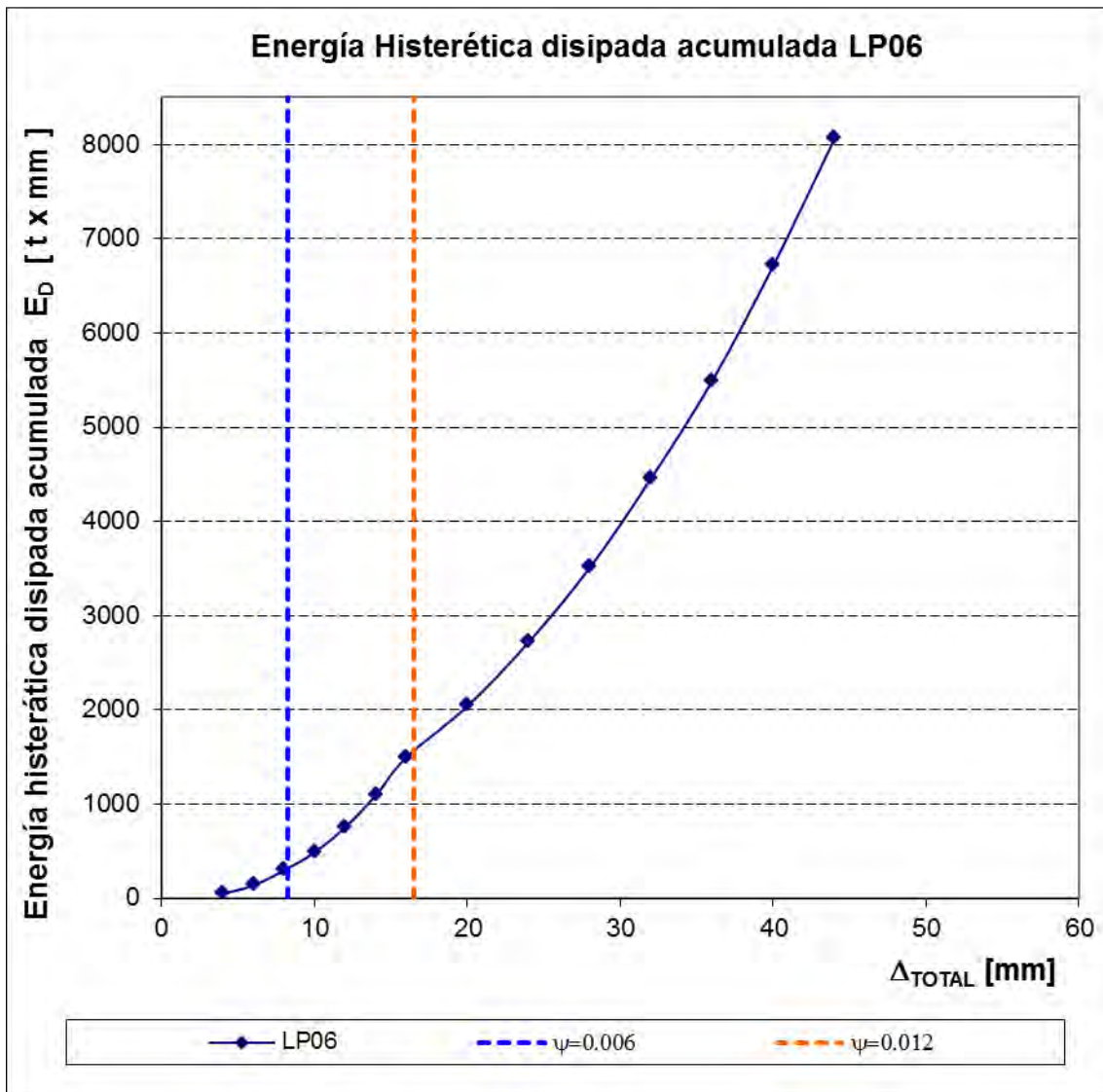


Figura G.14 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05

Tabla G.11 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05

Repetición	Energía	Repetición	Energía
	Acumulada		Acumulada
1	13.69	29	1635.36
2	25.54	30	1773.17
3	37.75	31	1913.26
4	48.17	32	2040.40
5	71.84	33	2221.46
6	92.03	34	2388.39
7	116.84	35	2553.49
8	138.94	36	2719.18
9	176.19	37	2933.65
10	212.40	38	3127.77
11	250.10	39	3324.19
12	296.53	40	3509.18
13	343.91	41	3753.95
14	390.70	42	3993.72
15	438.83	43	4233.22
16	487.47	44	4454.95
17	555.65	45	4714.47
18	629.86	46	4978.74
19	694.96	47	5239.20
20	752.59	48	5489.17
21	846.74	49	5813.86
22	943.47	50	6116.38
23	1019.16	51	6420.06
24	1093.98	52	6712.21
25	1193.78	53	7076.35
26	1300.43	54	7410.54
27	1401.31	55	7738.69
28	1495.08	56	8057.49

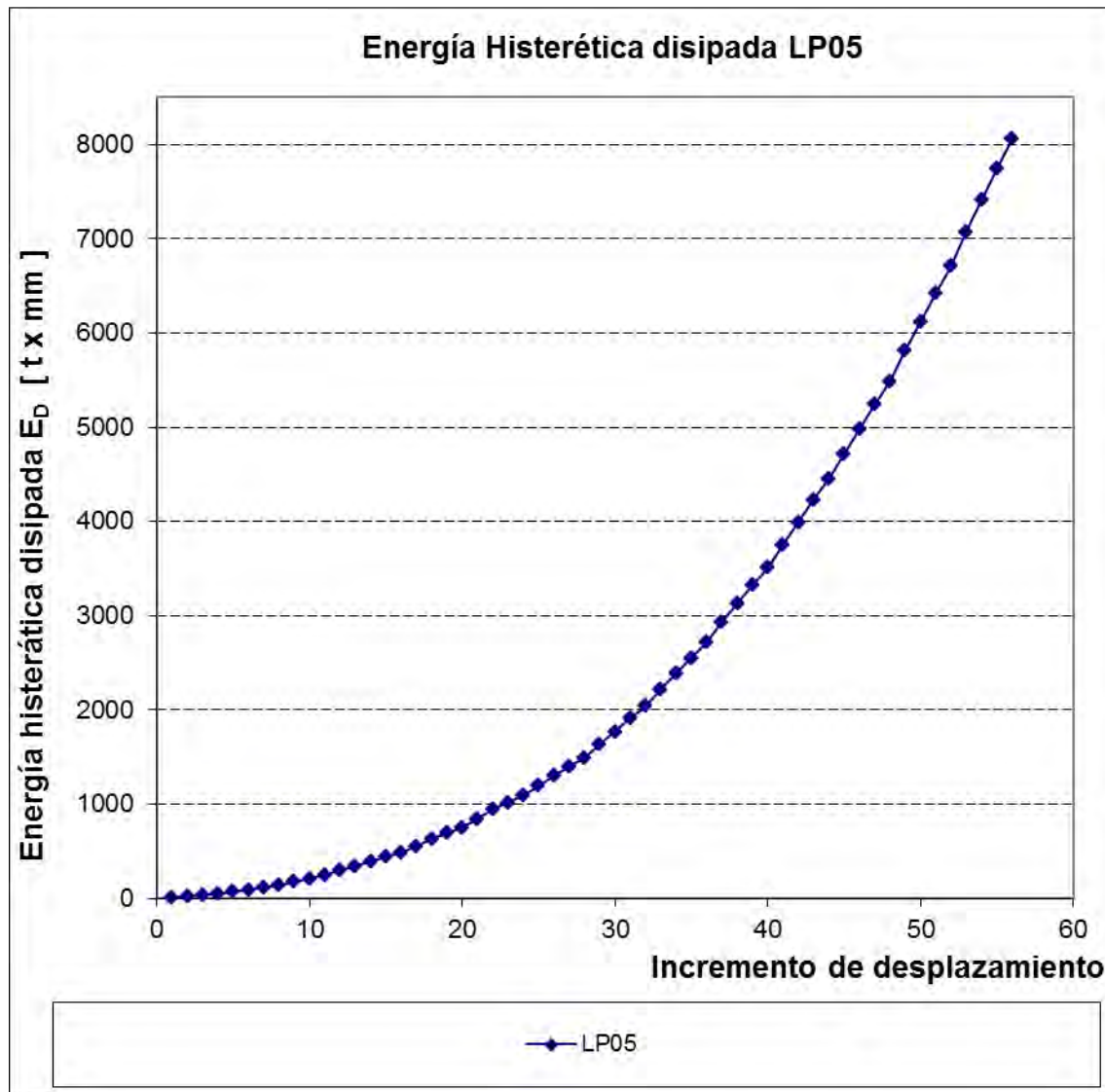


Figura G.15 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP05

Tabla G.12 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP05

Incrementos	Desplazamiento mm	Energía Histerética Disipada [Tonxmm]				
		Ciclo 1 E_1	Ciclo 2 E_2	Ciclo 3 E_3	Ciclo 4 E_4	Promedio E_{prom}
1	4	13.69	11.85	12.21	10.42	12.04
2	6	23.67	20.20	24.80	22.11	22.69
3	8	37.24	36.21	37.70	46.43	39.40
4	10	47.38	46.79	48.13	48.64	47.74
5	12	68.18	74.20	65.10	57.64	66.28
6	14	94.14	96.73	75.69	74.83	85.35
7	16	99.80	106.64	100.88	93.78	100.28
8	20	140.28	137.81	140.09	127.14	136.33
9	24	181.06	166.94	165.10	165.69	169.70
10	28	214.47	194.12	196.42	184.99	197.50
11	32	244.77	239.77	239.49	221.73	236.44
12	36	259.52	264.27	260.47	249.97	258.56
13	40	324.68	302.53	303.67	292.16	305.76
14	44	364.13	334.19	328.16	318.79	336.32

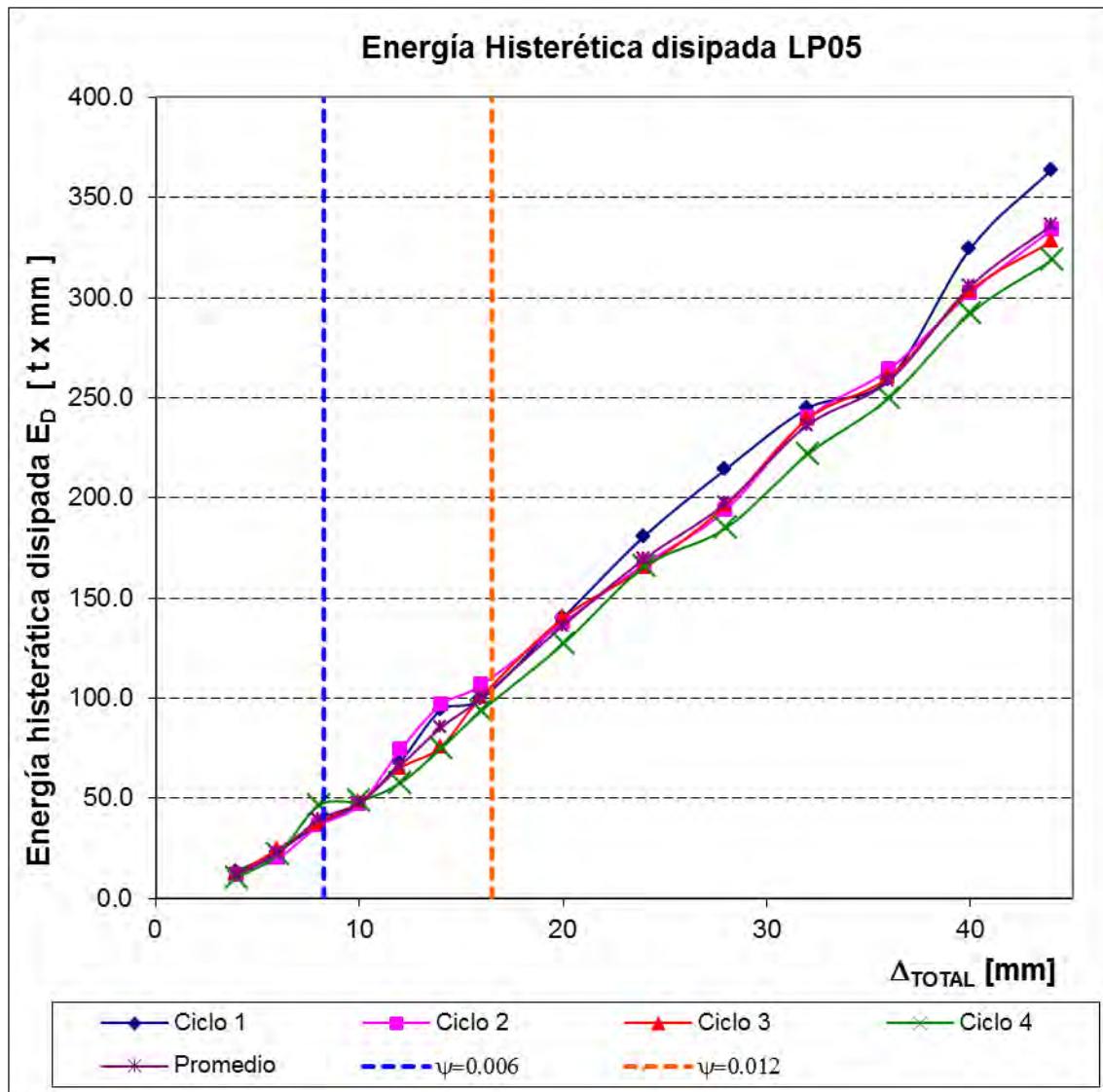


Figura G.16 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP05

G.6 Espécimen 6

Tabla G.13. Disipación de energía histerética, espécimen LP06

Incrementos	Desplazamiento mm	Repeticiones	Energía	Energía Acumulada
1	4	4	62.31	62.31
2	6	4	99.64	161.96
3	8	4	159.23	321.19
4	10	4	217.19	538.37
5	12	4	299.91	838.29
6	14	4	362.37	1200.66
7	16	4	442.42	1643.08
8	20	4	632.99	2276.06
9	24	4	834.93	3110.99
10	28	1	138.20	3249.19
11	32	1	172.21	3421.40
12	40	1	221.88	3643.28
13	52	1	291.12	3934.40
14	60	1	310.56	4244.96
			4244.96	

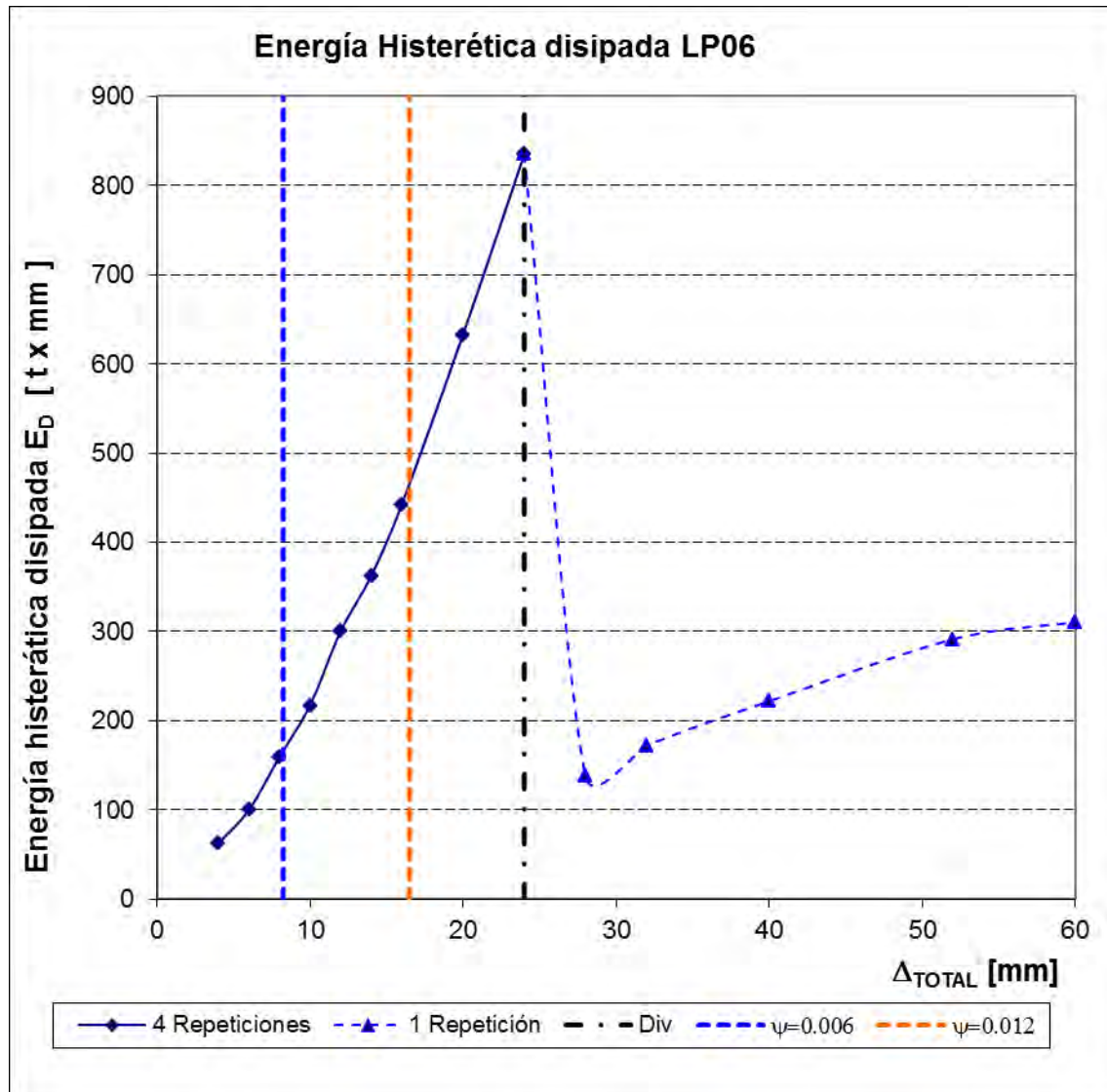


Figura G.17 Disipación de energía histerética, espécimen LP06

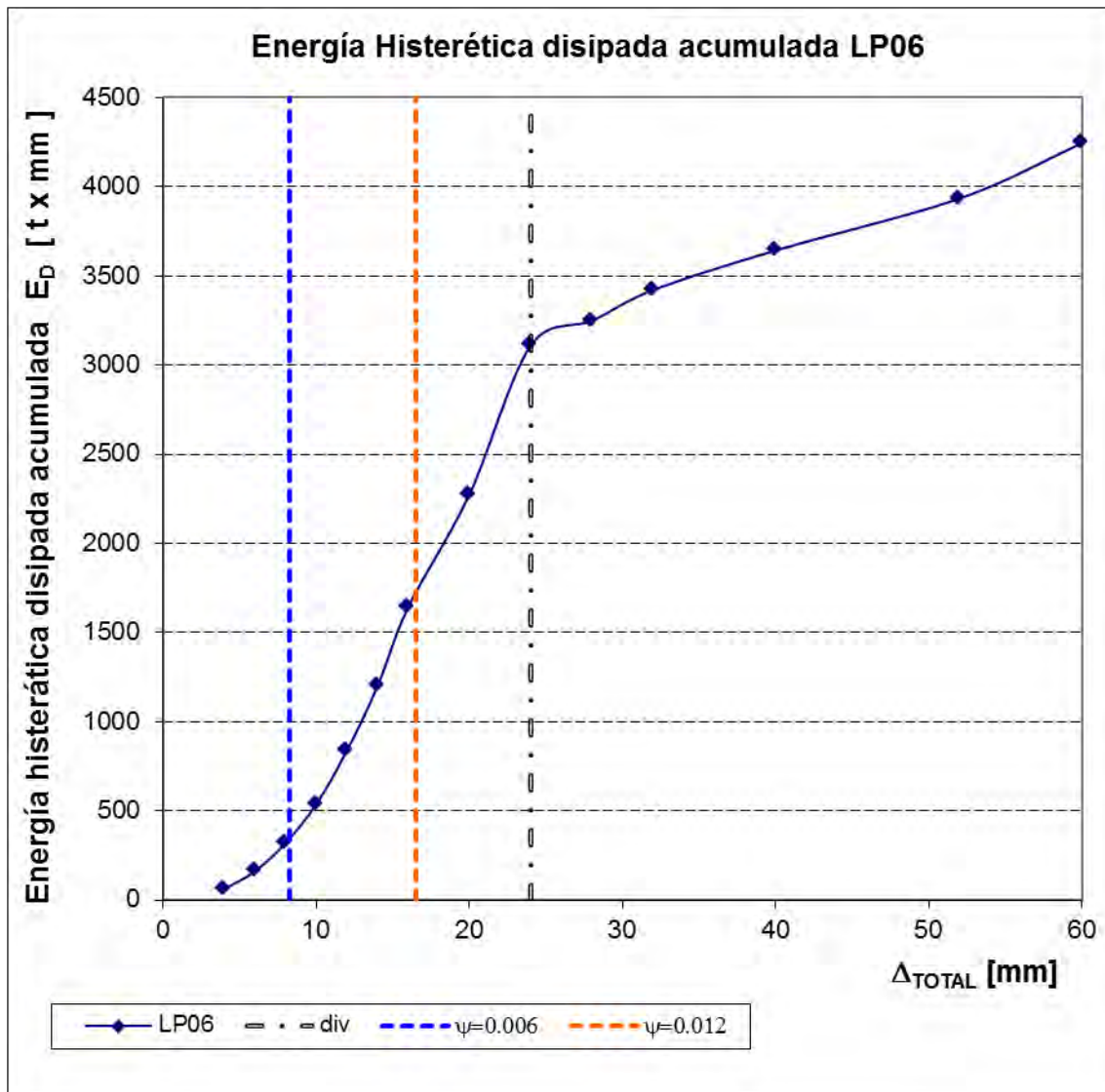


Figura G.18 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06

Tabla G.14 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06

Repetición	Energía	Repetición	Energía
	Acumulada		Acumulada
0	0	21	932.68
1	23.80	22	1021.11
2	37.16	23	1112.09
3	50.57	24	1200.66
4	62.31	25	1315.06
5	92.89	26	1428.83
6	116.94	27	1536.82
7	141.21	28	1643.08
8	161.96	29	1834.93
9	202.70	30	1976.63
10	242.54	31	2128.83
11	284.25	32	2276.06
12	321.19	33	2478.77
13	377.15	34	2682.00
14	433.74	35	2894.35
15	486.60	36	3110.99
16	538.37	37	3249.19
17	618.44	38	3421.40
18	697.50	39	3643.28
19	767.55	40	3934.40
20	838.29	41	4244.96

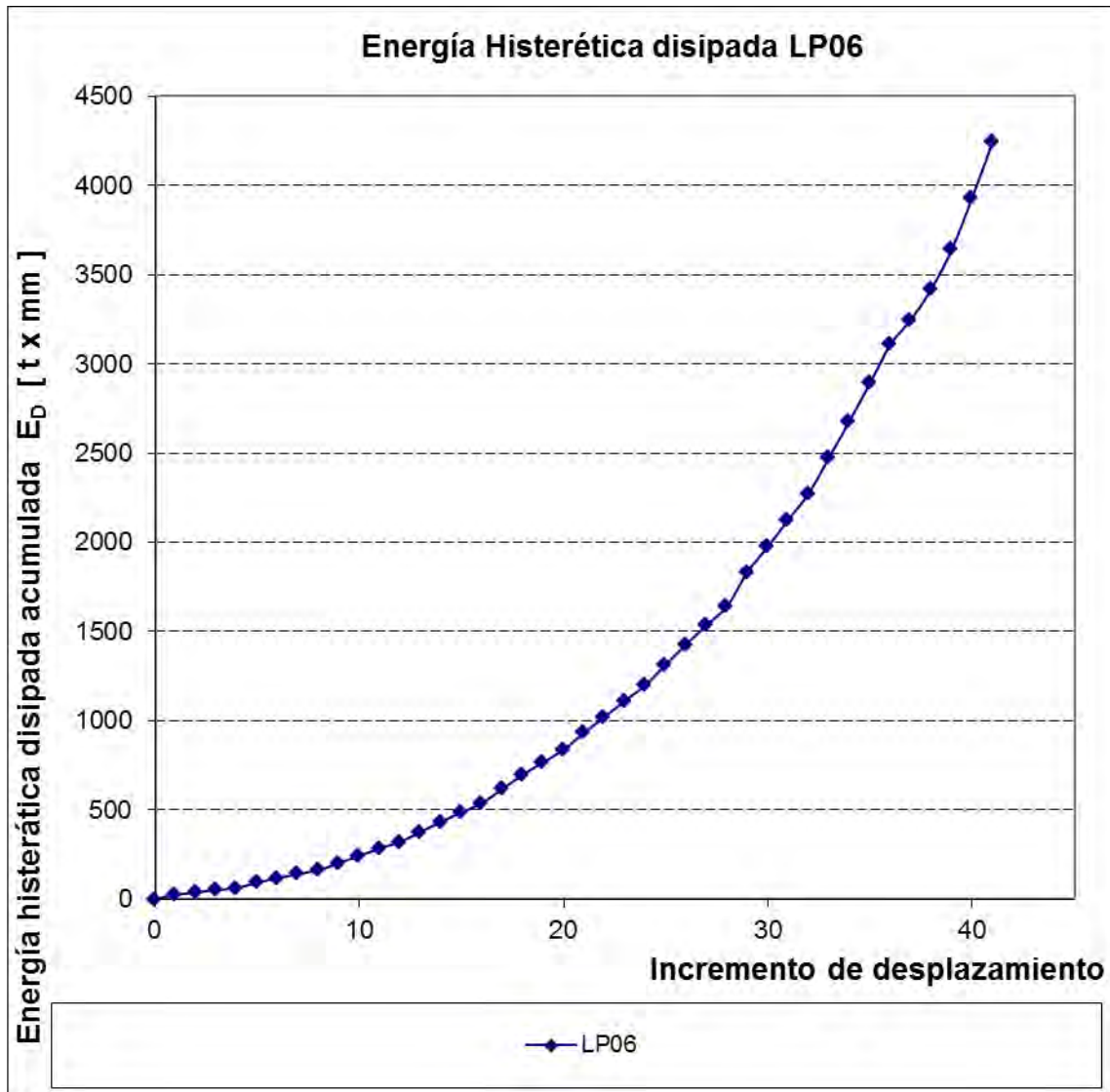


Figura G.19 Disipación de energía histerética acumulada, espécimen LP06

Tabla G.15 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP06

Incrementos	Desplazamiento mm	Energía Histerética Disipada [Tonxmm]				
		Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Promedio
		E_1	E_2	E_3	E_4	E_{prom}
1	4	23.80	13.36	13.41	11.74	15.58
2	6	30.58	24.05	24.27	20.75	24.91
3	8	40.74	39.84	41.71	36.94	39.81
4	10	55.97	56.58	52.86	51.78	54.30
5	12	80.07	79.06	70.05	70.74	74.98
6	14	94.39	88.43	90.98	88.57	90.59
7	16	114.40	113.77	107.99	106.25	110.60
8	20	191.85	141.70	152.20	147.24	158.25
9	24	202.71	203.22	212.36	216.64	208.73
10	28	138.20				138.20
11	32	172.21				172.21
12	40	221.88				221.88
13	52	291.12				291.12
14	60	310.56				310.56

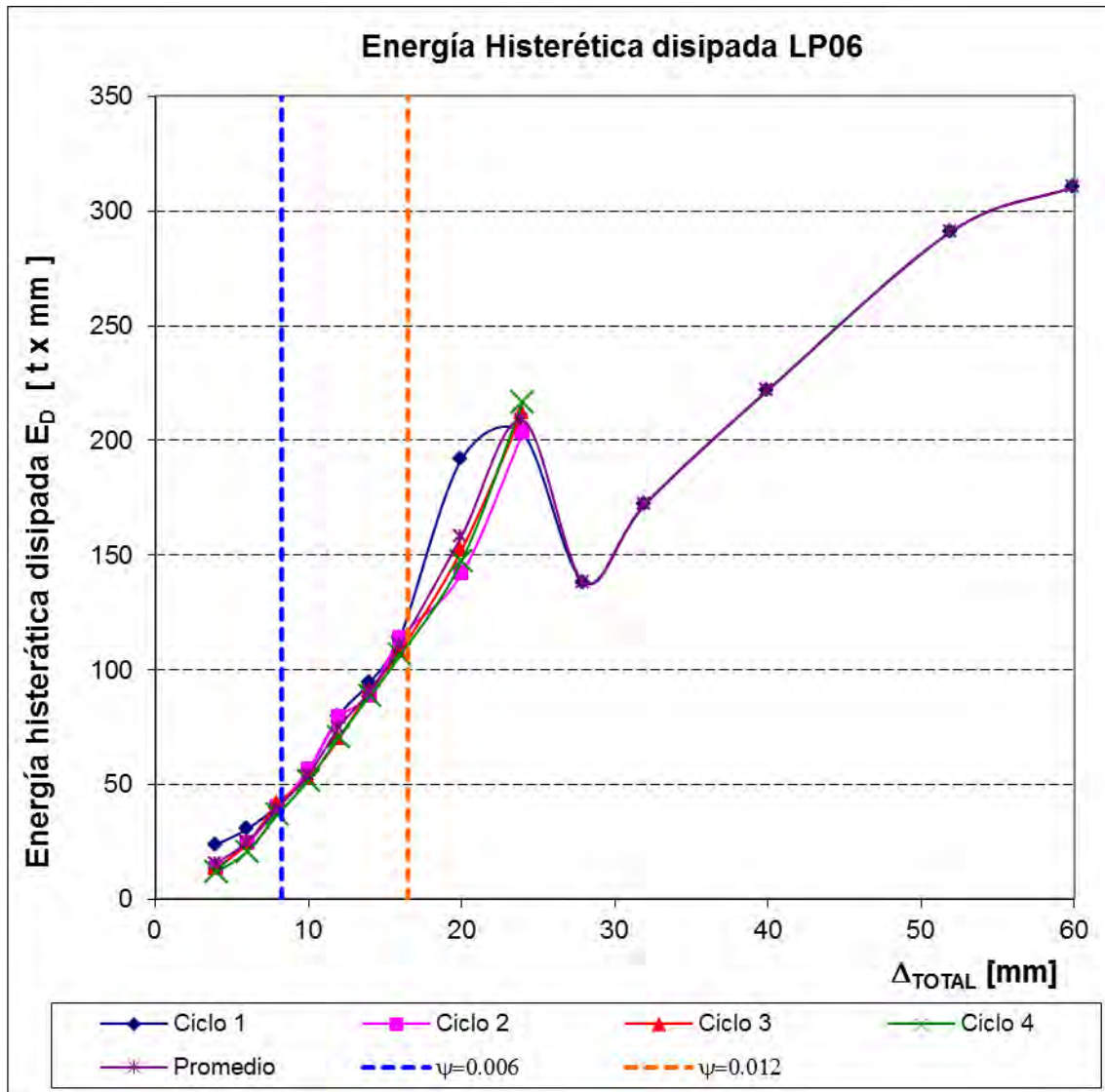


Figura G.20 Disipación de energía por ciclo, espécimen LP06

G.7 Comparación entre Especímenes

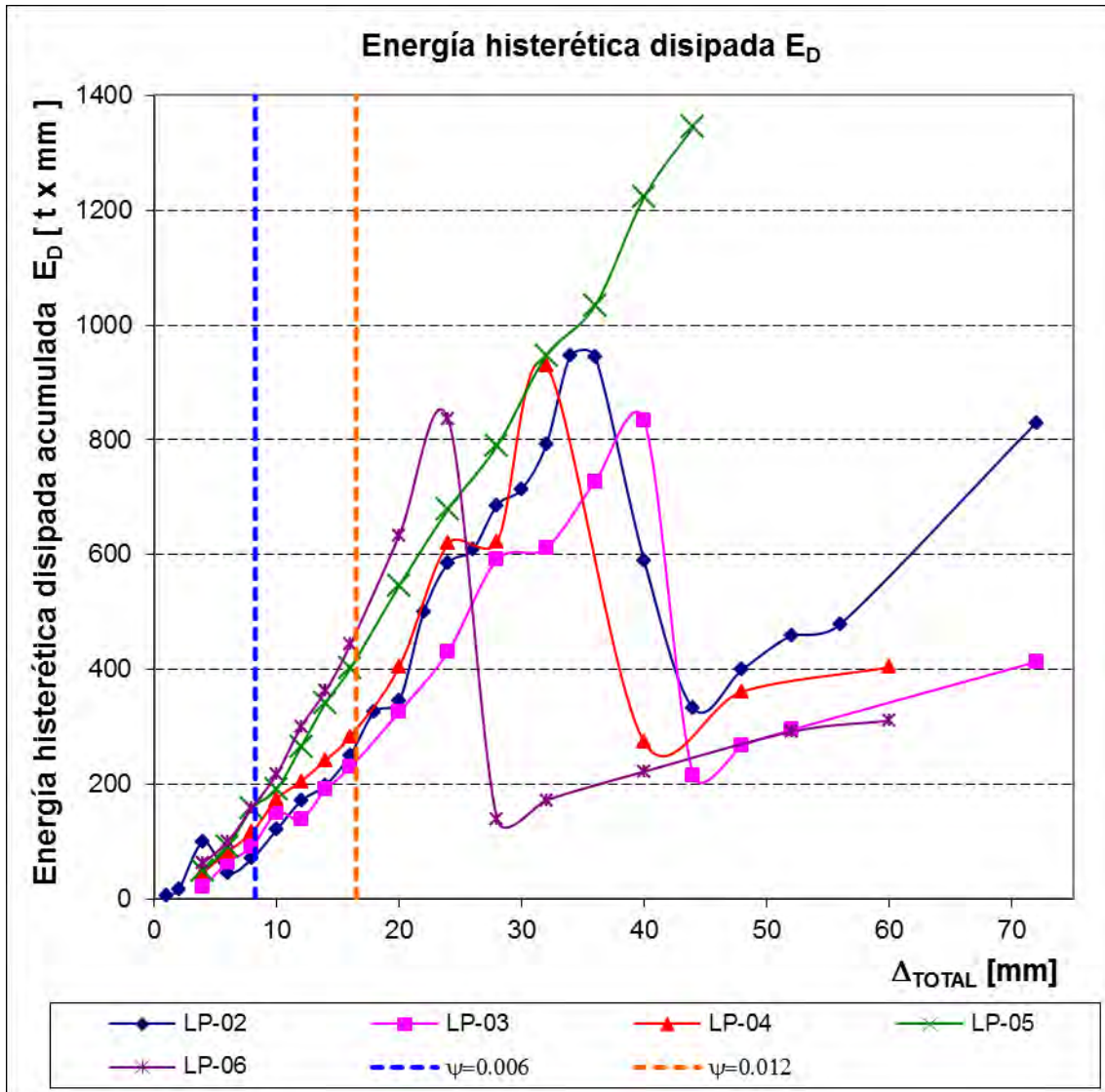


Figura G.21 Comparación de la disipación de energía acumulada

APÉNDICE H: DEFORMACIONES UNITARIAS EN EL ACERO Y EN EL CONCRETO

CONTENIDO

- H.1 Deformación Unitaria
- H.2 Espécimen 2
- H.3 Espécimen 3
- H.4 Espécimen 4
- H.5 Espécimen 5
- H.6 Espécimen 6

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura H.1 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP02
- Figura H.2 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP02
- Figura H.3 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP02
- Figura H.4 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP02
- Figura H.5 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP02
- Figura H.6 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP02
- Figura H.7 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP03
- Figura H.8 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP03
- Figura H.9 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP03
- Figura H.10 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP03
- Figura H.11 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP03
- Figura H.12 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP03
- Figura H.13 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP04
- Figura H.14 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP04
- Figura H.15 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP04
- Figura H.16 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura

	principal en dirección x, espécimen LP03
Figura H.17	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP03
Figura H.18	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04
Figura H.19	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04
Figura H.20	Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04
Figura H.21	Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP05
Figura H.22	Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP05
Figura H.23	Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP05
Figura H.24	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP05
Figura H.25	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP05
Figura H.26	Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP05
Figura H.27	Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP06
Figura H.28	Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP06
Figura H.29	Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen 6
Figura H.30	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección Y, espécimen LP06
Figura H.31	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección Y, espécimen LP06
Figura H.32	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección X, espécimen LP06
Figura H.33	Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección X, espécimen LP06
Figura H.34	Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP06

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla H.1	Deformaciones máximas en el espécimen 2
Tabla H.2	Deformaciones máximas en el espécimen 3
Tabla H.3	Deformaciones máximas en el espécimen 4
Tabla H.4	Deformaciones máximas en el espécimen 5
Tabla H.5	Deformaciones máximas en el espécimen 6

H.1 Deformación unitaria

Las deformaciones unitarias se midieron empleando Galgas extensométricas (strain gages). Los puntos donde se midieron las deformaciones en la columna fueron las cuatro varillas del perímetro, a 5 cm del paño de la losa y a 50 cm del paño de la losa. En la nervadura principal, se instrumentaron los dos lechos, el superior e inferior a 5 cm de paño de la columna y a 50 cm. En la nervadura adyacente también se instrumentaron los dos lechos, y la galgas se colocaron a 5 y 50 cm del paño de la nervadura principal. En el refuerzo por cortante, se instrumentaron los pernos y estribos más cercanos a la columna; para cada espécimen se varió la cantidad de elementos instrumentados. También se midió la deformación unitaria en la superficie del concreto, se colocaron 4 galgas en la nervadura principal Y, ver figura H.2, y se colocó uno en la columna inferior como se muestra la figura H.6.

Al momento del colado todos los instrumentos estaban marcando, sin embargo, después del colado no todos seguían funcionando. En las tablas, los instrumentos que no funcionan, se identifican con las letras ND que significan No Disponible, las otras abreviaturas son F que significa que el acero de refuerzo alcanzó una deformación mayor que la de fluencia, C, que significa que se identifica un corrimiento en las lecturas de la galga (strain gage) como se puede apreciar en el canal 76 de la figura H.18, y los símbolos **** que significa que aunque la galga registra valores, los datos son malos y no es posible emplearlos para explicar el comportamiento de la conexión como en el canal 54 de la figura H.2.

Para poder determinar si en un punto el acero de refuerzo alcanzó la deformación de fluencia, se llevaron a cabo las pruebas de los materiales para identificar sus propiedades estructurales como deformación y esfuerzo de fluencia, esfuerzo último y de ruptura, como se puede ver en el apéndice E.

La manera en que se presentan los resultados es mediante gráficas que indican de forma visual el tamaño de las deformaciones unitarias en el eje horizontal y la carga lateral asociada en el eje vertical. Se usan los límites de $\epsilon = \pm 0.3\%$, debido a que el esfuerzo de fluencia del acero se encuentra dentro de esos límites y en el concreto ese es el límite teórico de falla del concreto en flexión.

H.2 Espécimen 2

Tabla H.1. Deformaciones máximas en el espécimen 2

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Columna	CH.020	0.1170519	-0.115787			
	CH.021	0.1564584	-0.080759			
	CH.022	0.1095598	-0.7790811		F	C
	CH.023	0.1327172	-0.1094625			
	CH.024	ND	ND			
	CH.025	0.0424228	-0.1335929			
	CH.026	0.3644858	-0.0488446	F		
	CH.027	0.1567503	-0.1458527			
	CH.028	0.2016056	-0.0120652			
	CH.029	0.1935297	-0.305522		F	
	CH.030	ND	ND			
	CH.031	ND	ND			
	CH.032	0.1239602	-0.055461			
	CH.033	0.45731	-1.9196317	F	F	C
	CH.034	0.1214304	-0.0682073			
	CH.035	0.0946729	-0.0570178			
Nervadura Principal	CH.036	ND	ND			
	CH.037	ND	ND			
	CH.038	ND	ND			
	CH.039	-0.027244	-3.2024349		F	C
	CH.040	0.2289469	-0.2056922	F		
	CH.041	ND	ND			
	CH.042	ND	ND			
	CH.043	0.0533204	-0.1003163			
	CH.044	2.5029452	-0.4308444	F	F	C
	CH.045	1.4655326	-0.6092926	F	F	C
	CH.046	0	0			
	CH.047	ND	ND			
	CH.048	0.2925811	-0.1325226	F		
	CH.049	0.6578453	-0.5369014	F	F	C
	CH.050	1.5757735	-0.3661399	F	F	C
	CH.051	ND	ND			
Nervadura Secundaria	CH.052	3.4902483	-2.5535412	F	F	****
	CH.053	0.2855755	-0.011676	F		
	CH.054	3.9944569	-3.7945054	F	F	****
	CH.055	0.1189979	-0.1154951			
	CH.056	ND	ND			
	CH.057	ND	ND			
	CH.058	0.1375822	-3.8236954		F	****
	CH.059	0.0594503	-0.0461202			
	CH.060	1.998542	-2.0046719	F	F	****
	CH.061	ND	ND			
	CH.062	ND	ND			
	CH.063	0.1345659	-0.1538313			
	CH.064	2.3398704	-2.450014	F	F	****
	CH.065	ND	ND			
	CH.066	0.0360983	-1.6176125		F	
	CH.067	0.1540259	0.0050596			

Tabla H.1 Continuación... Deformaciones máximas en el espécimen 2

Elemento	Canal	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\epsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.185843	-0.0302603			
	CH.069	ND	ND			
	CH.070	0.3428852	-0.0106057	F		
	CH.071	ND	ND			
	CH.072	ND	ND			
	CH.073	0.0604233	-0.021406			
	CH.074	ND	ND			
	CH.075	0.089516	-0.0028217			
	CH.076	ND	ND			
	CH.077	0.7713944	-1.9982501	F	F	****
	CH.078	0.9532481	-0.0134274	F		****
	CH.079	0.3205062	0.0042812	F		
	CH.080	ND	ND			
	CH.081	ND	ND			
	CH.082	0.6732187	-0.5880812	F	F	C
	CH.083	ND	ND			
	CH.084	0.1001217	-0.0197519			
	CH.085	0.4945759	0.0090489	F		
	CH.086	ND	ND			
	CH.087	1.1978603	-0.993433	F	F	C
	CH.088	ND	ND			
	CH.089	0.1043056	-0.7549507		F	C
	CH.090	2.1461461	-0.3899784	F	F	C
	CH.091	3.5468769	0.0039893	F		C
Concreto	CH.101	0.0769041	-0.0354942			
	CH.102	0.1478925	-0.4725987		F	
	CH.103	0.0363393	-0.0934305			
	CH.104	0.073242	-0.0653544			
	CH.105	0.0288273	-0.0546498			

ESPÉCIMEN 2

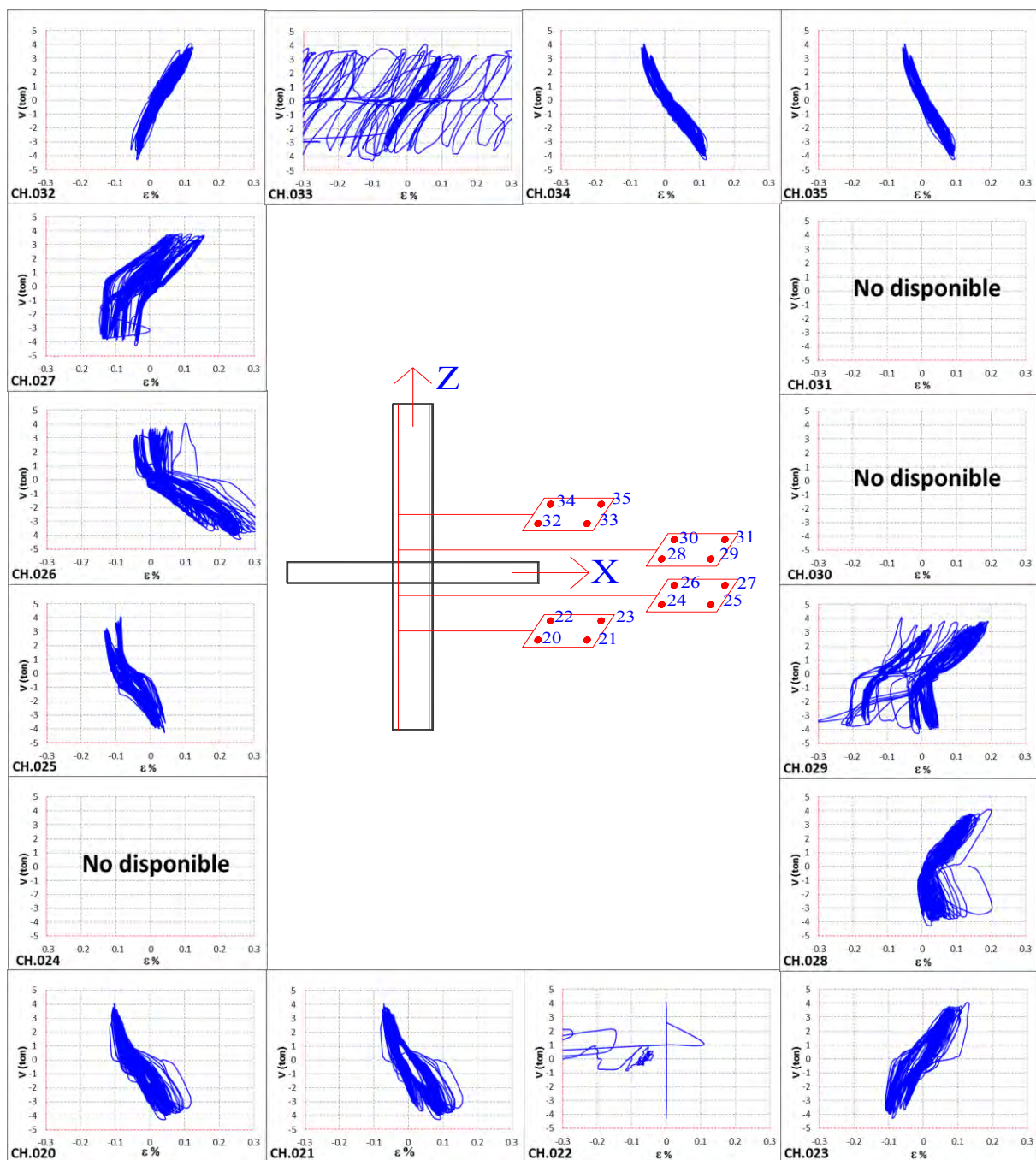


Figura H.1 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP02

ESPÉCIMEN 2

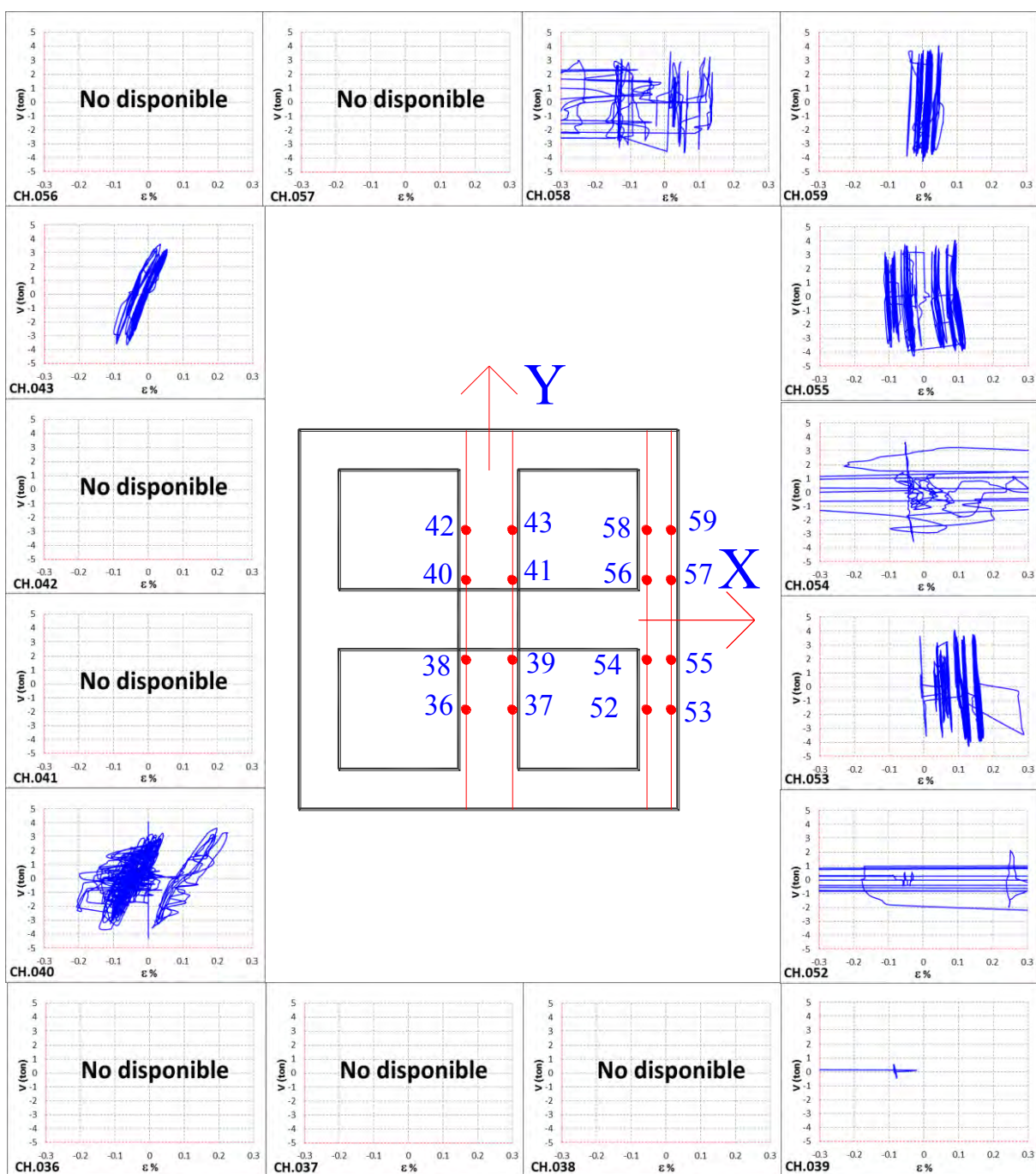


Figura H.2. Galgas extensométricas (strain gauges) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP02

ESPÉCIMEN 2

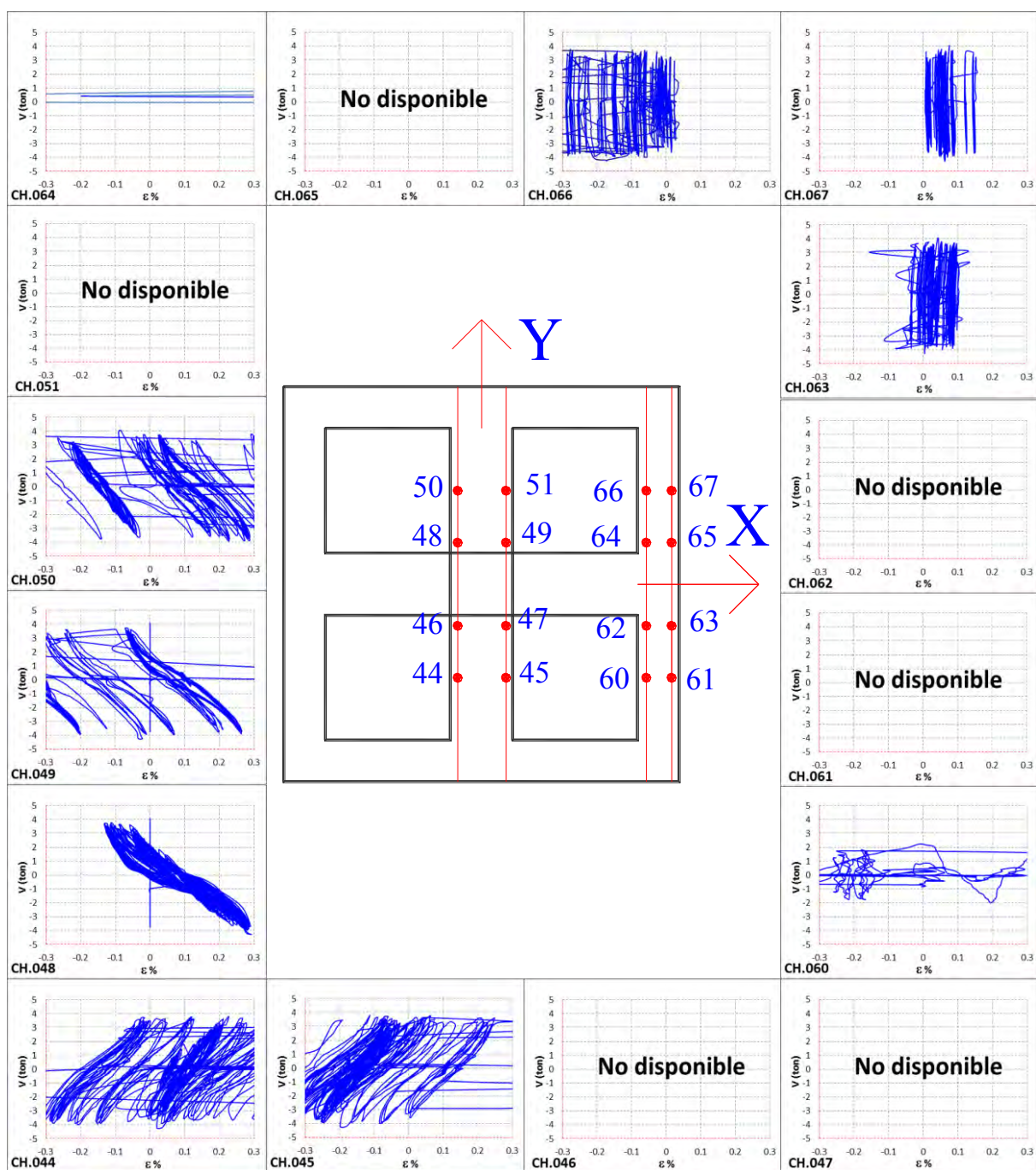


Figura H.3. Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP02

ESPÉCIMEN 2

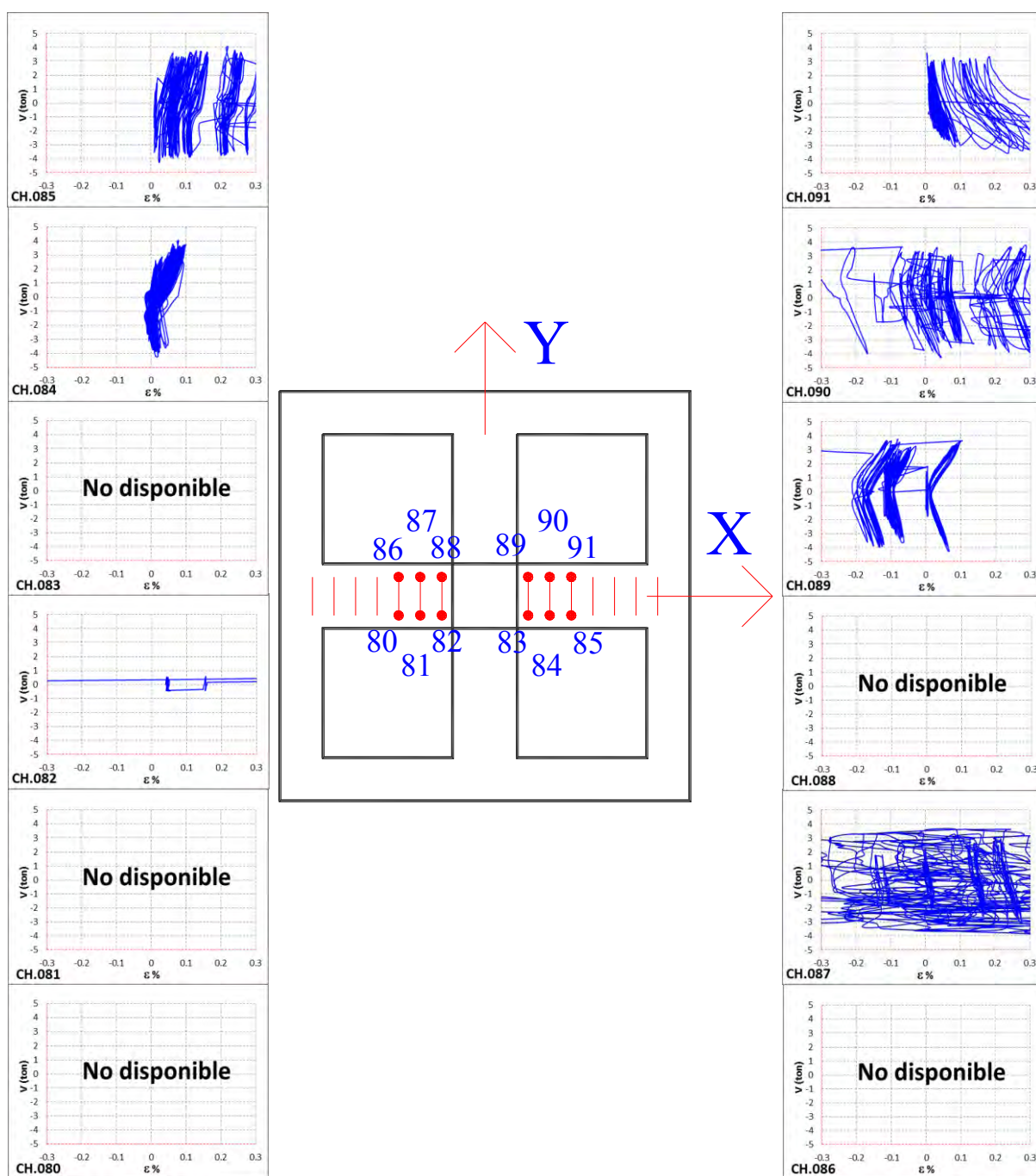


Figura H.4. Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP02

ESPÉCIMEN 2

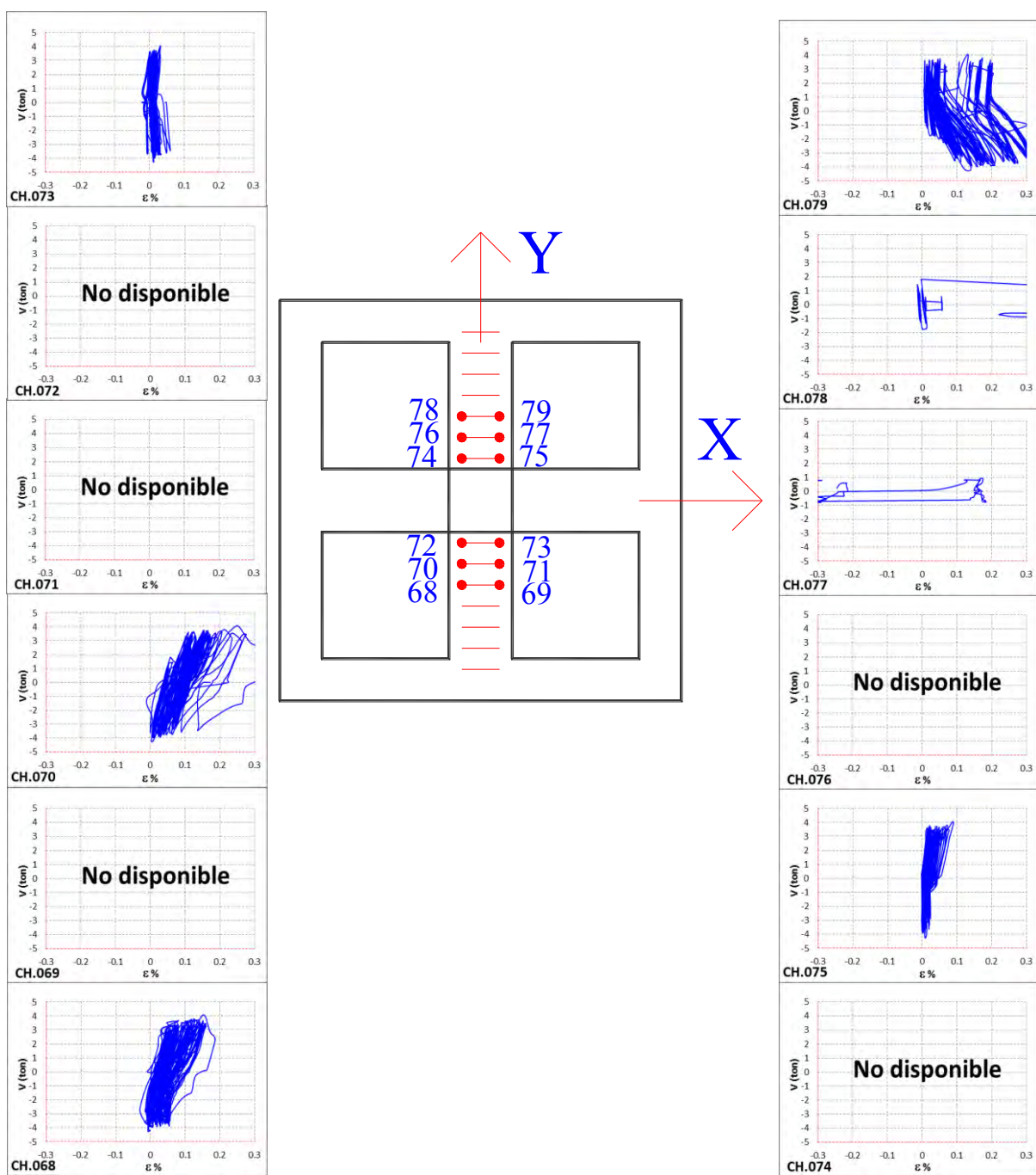


Figura H.5. Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP02

ESPÉCIMEN 2

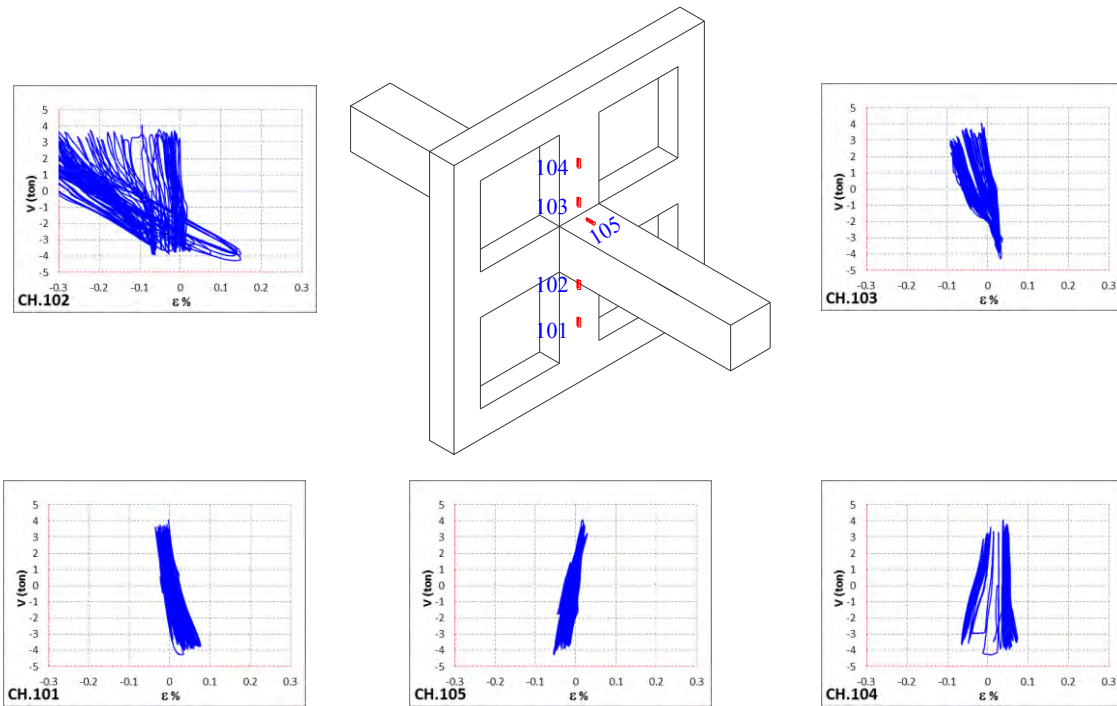


Figura H.6. Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP02

H.3 Espécimen 3

Tabla H.2 Deformaciones máximas en el espécimen 3

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Columna	CH.020	0.0451472	-0.1250305			
	CH.021	0.0528339	-0.1133545			
	CH.022	0.0988568	-0.0989541			
	CH.023	ND	ND			
	CH.024	0.0928242	-0.0653856			
	CH.025	0.0686938	-0.0656775			
	CH.026	0.0971054	-0.0831915			
	CH.027	0.0802725	-0.0709317			
	CH.028	0.1145221	-0.0288981			
	CH.029	0.1191925	-0.0498176			
	CH.030	0.1110193	-0.0471905			
	CH.031	0.0989541	-0.0434931			
	CH.032	0.064218	-0.0436877			
	CH.033	0.1057651	0.0168329			C
	CH.034	0.1882755	-0.8473857		F	C
	CH.035	0.0509852	-0.0581854			
Nervadura Principal	CH.036	ND	ND			
	CH.037	0.0034055	-0.1726102			
	CH.038	0.0302603	-1.463392		F	C
	CH.039	0.5058627	-1.3386534	F	F	****
	CH.040	ND	ND	F		
	CH.041	0.3315984	-0.1219169	F		C
	CH.042	0.0494284	-0.1238629			
	CH.043	ND	ND			
	CH.044	ND	ND			
	CH.045	0.1799077	-0.0180005			
	CH.046	0.0179032	-0.0539042			
	CH.047	0.2244711	-0.0190708	F		
	CH.048	0.2624181	0.0224763	F		
	CH.049	0.2940406	-0.1613234	F		
	CH.050	0.2415959	-0.0915593	F		
	CH.051	0.1113112	-0.3531017		F	
Nervadura Secundaria	CH.052	-0.0041839	-0.0250061			
	CH.053	0.0641207	-0.0209195			C
	CH.054	0.0818293	-0.0390173			
	CH.055	0.0176113	-0.0302603			
	CH.056	0.0732669	-0.0081732			
	CH.057	0.0806617	-0.0161518			
	CH.058	ND	ND			
	CH.059	0.0091462	-0.0080759			
	CH.060	ND	ND			
	CH.061	ND	ND			
	CH.062	0.1610315	-0.1679398			C
	CH.063	0.0742399	0.0227682			
	CH.064	0.1298955	0.0351253			
	CH.065	ND	ND			
	CH.066	0.040866	-0.0207249			
	CH.067	0.0256872	0.0049623			

Tabla H.2 Continuación... Deformaciones máximas en el espécimen 3

Elemento	Canal	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\epsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.0164437	-0.0744345			
	CH.069	0.2952082	0.0028217	F		
	CH.070	0.9897356	0.0005838	F		C
	CH.071	0.2949163	0.0041839	F		C
	CH.072	0.036001	-0.1715399			
	CH.073	0.1241548	-0.0296765			
	CH.074	0.0750183	-0.0311136			
	CH.075	0.2615424	0	F		
	CH.076	0.1807834	0			
	CH.077	0.8414504	0	F		C
	CH.078	0.0721966	0.002919			
	CH.079	0.0989541	-0.0150815			
	CH.080	ND	ND			
	CH.081	0.0738507	-0.0139139			
	CH.082	0.1124788	-0.0027244			
	CH.083	0.1071273	0.0171248			
	CH.084	0.1350524	0.0225736			
	CH.085	0.1418634	-0.0196546			C
	CH.086	0.0592557	-0.0364875			
	CH.087	0.0091462	-0.002919			
	CH.088	0.0556556	0.0066164			
	CH.089	0.1465338	-0.0553637			
	CH.090	ND	ND			
	CH.091	0.1480906	0			
Concreto	CH.101	0.0416916	-0.0248835			
	CH.102	0.0177471	-0.1883634			
	CH.103	0.0061974	-0.0990645			
	CH.104	0.0317382	-0.0092961			
	CH.105	0.0089205	-0.0024414			

ESPÉCIMEN 3

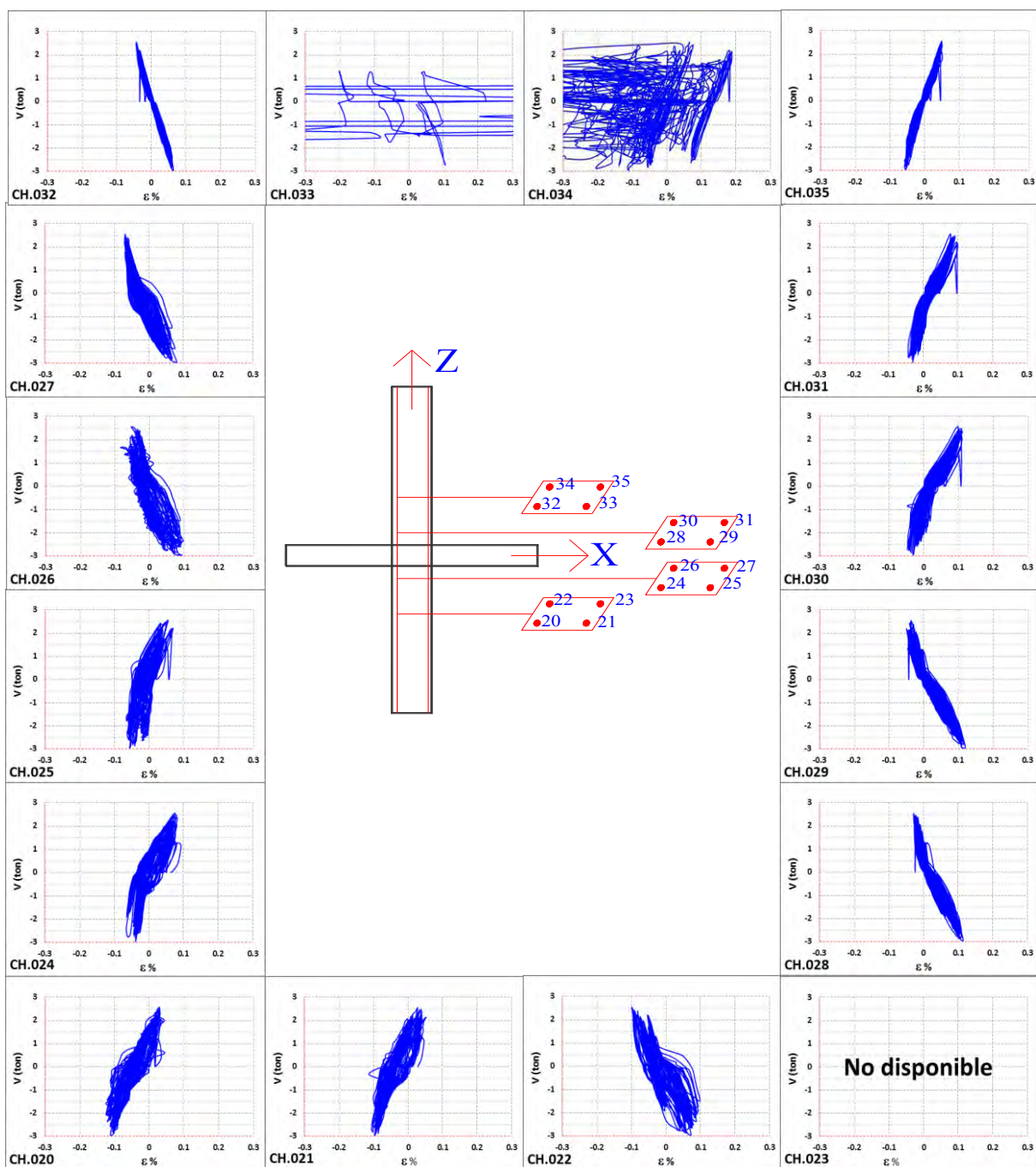


Figura H.7 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP03

ESPÉCIMEN 3

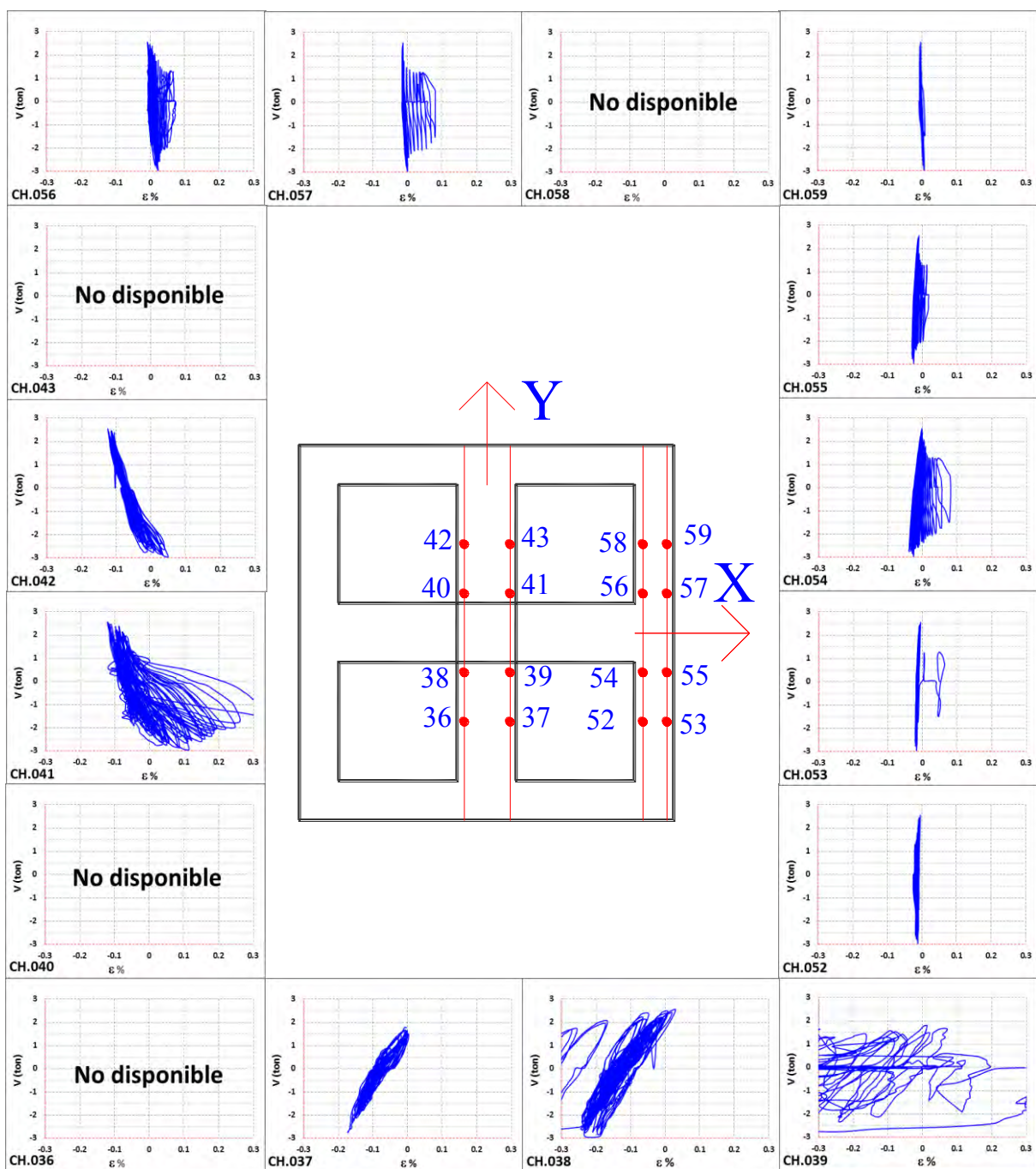


Figura H.8 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP03

ESPÉCIMEN 3

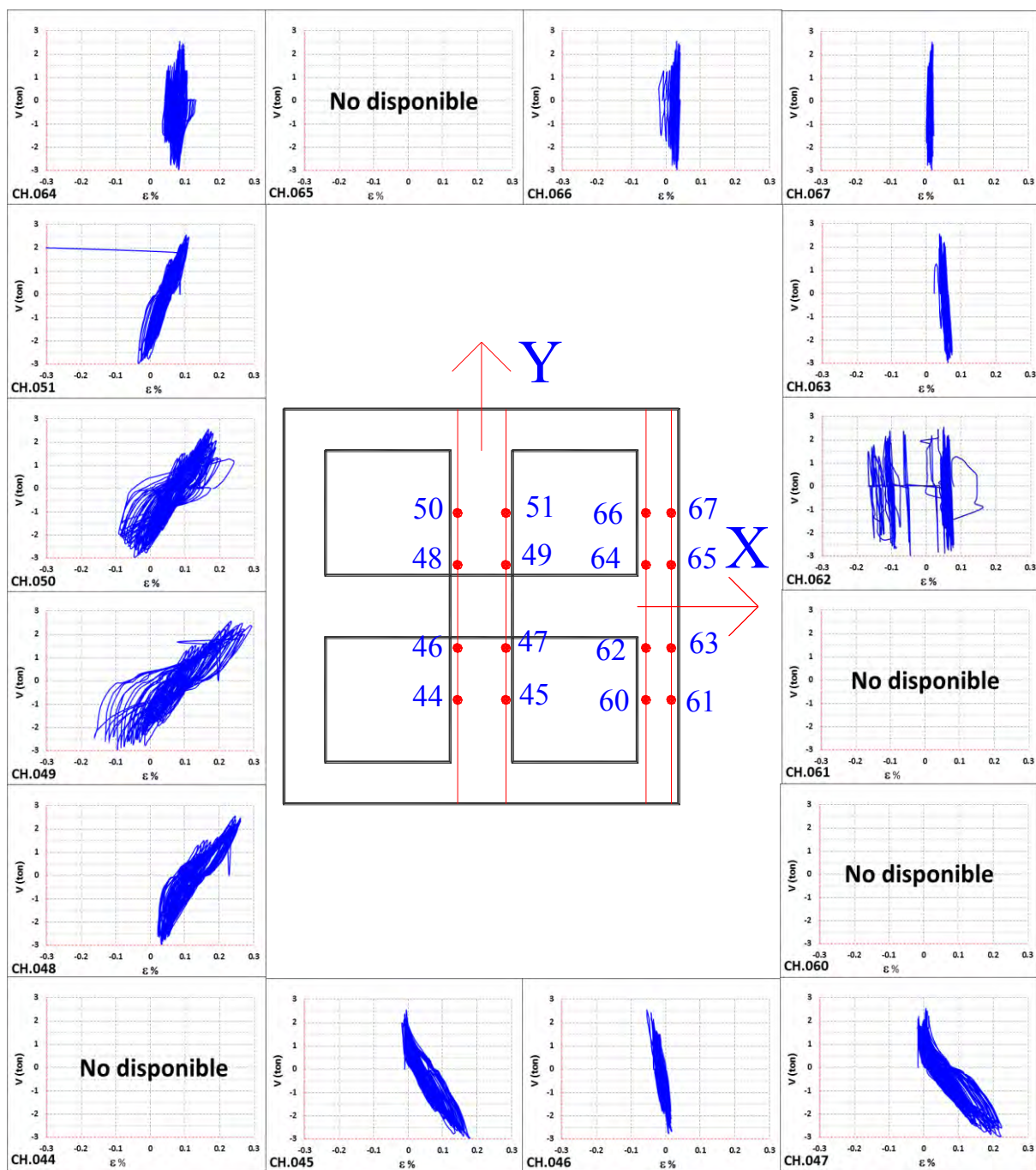


Figura H.9 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP03

ESPÉCIMEN 3

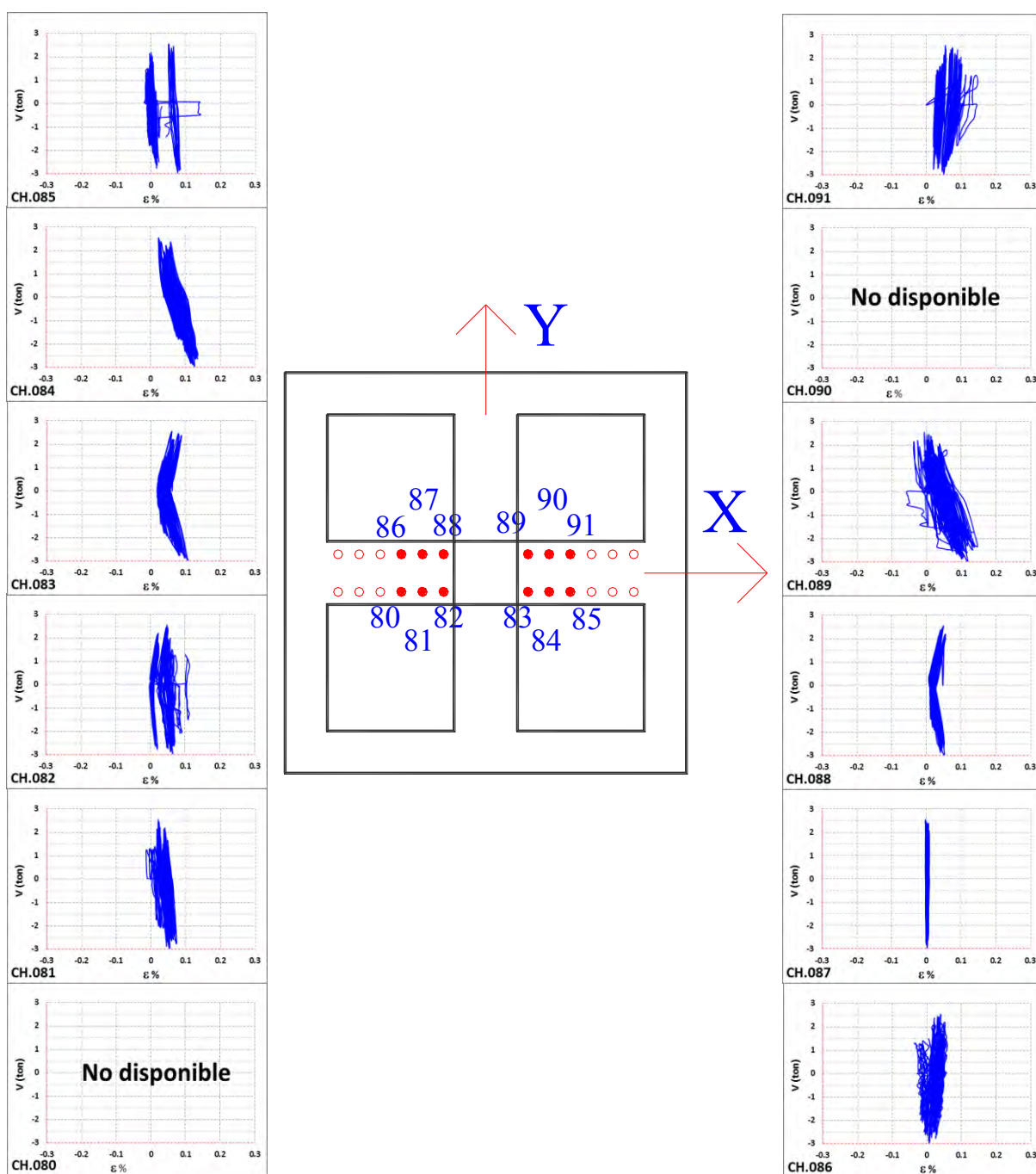


Figura H.10 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP03

ESPÉCIMEN 3

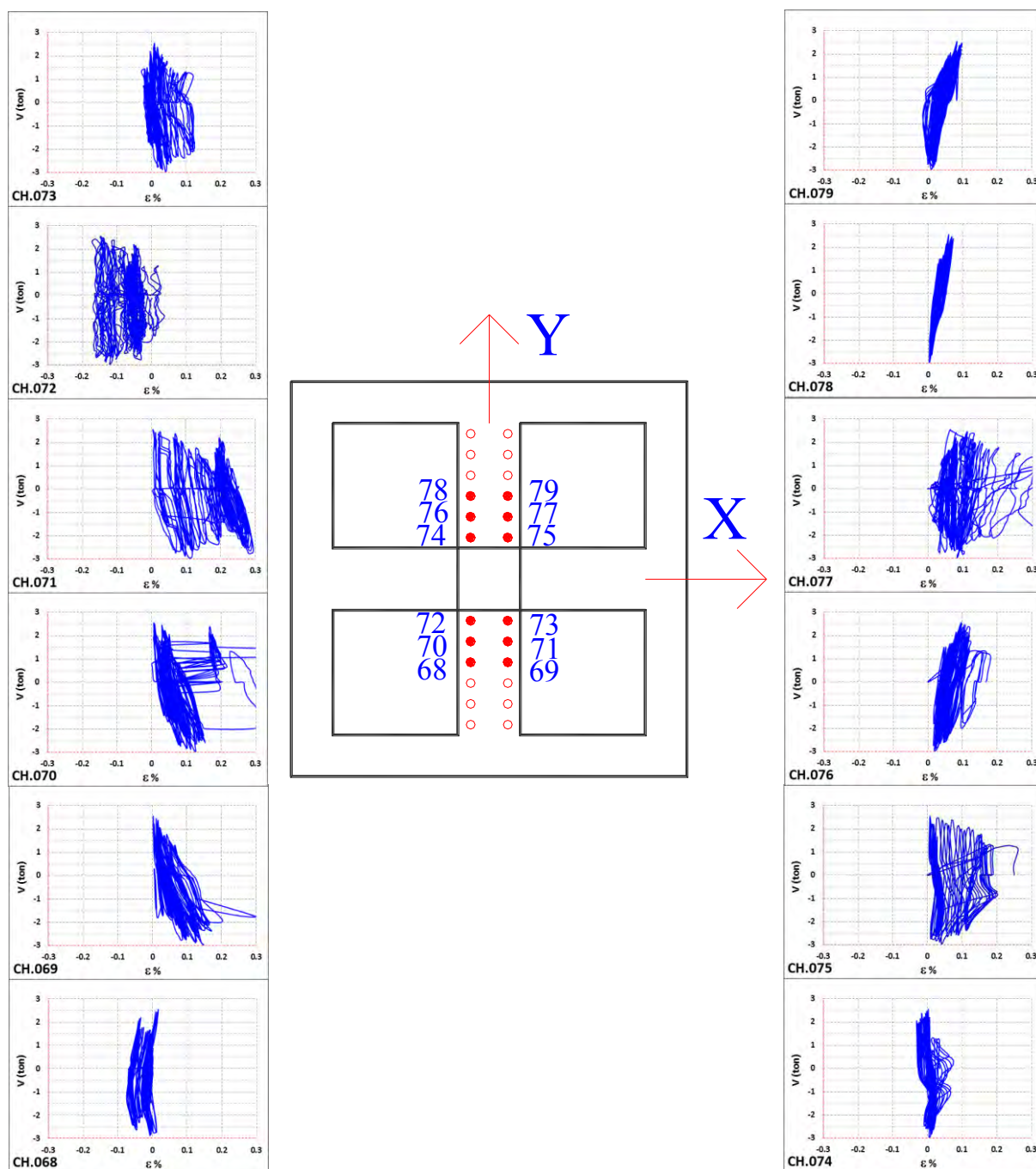


Figura H.11 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP03

ESPÉCIMEN 3

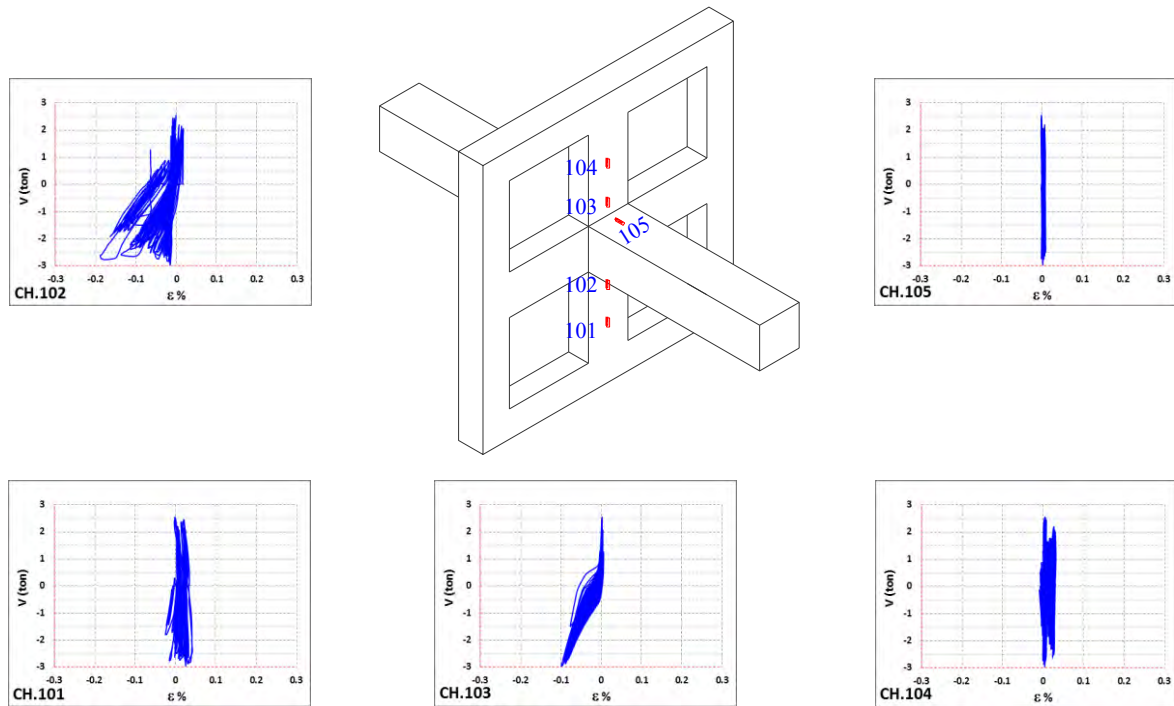


Figura H.12 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP03

H.4 Espécimen 4

Tabla H.3 Deformaciones máximas en el espécimen 4

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Columna	CH.020	0.0485527	-0.0841645			
	CH.021	0.0733642	-0.0728777			
	CH.022	0.0381416	-0.1087814			
	CH.023	0.0752129	-0.0815374			
	CH.024	0.0590611	-0.2731211		F	
	CH.025	0.1339821	-0.0455364			
	CH.026	1.1130147	-0.1408904	F		*****
	CH.027	ND	ND			
	CH.028	0.1078084	-0.1558746			
	CH.029	ND	ND			
	CH.030	0.0881538	-0.1510096			
	CH.031	0.1462419	-0.0348334			
	CH.032	ND	ND			
	CH.033	0.000973	-0.0005838			
	CH.034	0.1056678	-0.059353			
	CH.035	0.0942837	-0.0559475			
Nervadura Principal	CH.036	0.0623693	-0.0938945			
	CH.037	0.9215283	-0.1553881	F		C
	CH.038	0.1619072	-0.2551206		F	C
	CH.039	ND	ND			
	CH.040	0.1143275	-0.8122604		F	C
	CH.041	0.2132816	-0.7059115	F	F	C
	CH.042	0.0833861	-0.2229143		F	
	CH.043	0.1711507	-0.2122113		F	
	CH.044	0.1801023	-0.251034		F	C
	CH.045	0.279251	-0.1867187	F		C
	CH.046	0.2304064	-0.4476773	F	F	C
	CH.047	0.5015815	-0.6087088	F	F	C
	CH.048	1.3932387	-0.1097544	F		*****
	CH.049	1.2755057	-0.0002919	F		C
	CH.050	ND	ND			
Nervadura Secundaria	CH.051	0.244223	-0.0852348	F		C
	CH.052	0.0190708	-0.0030163			
	CH.053	0.0270494	-0.0052542			
	CH.054	0.0426174	-0.049623			
	CH.055	0.0261737	-0.0285089			
	CH.056	0.0224763	-0.0263683			
	CH.057	0.0100219	-0.0265629			
	CH.058	0.005838	-0.0271467			
	CH.059	0.0474824	-0.0122598			
	CH.060	0.0548772	-0.0069083			
	CH.061	0.0498176	0.0146923			
	CH.062	0.0939918	0.0317198			
	CH.063	0.0804671	0.0281197			
	CH.064	ND	ND			
	CH.065	0.0810509	0.0231574			
	CH.066	0.051569	-0.0141085			
	CH.067	0.0590611	0.0082705			

Tabla H.3 Continuación... Deformaciones máximas en el espécimen 4

Elemento	Canal	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\epsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.0395038	-0.0057407			
	CH.069	0.0853321	-0.0003892			
	CH.070	0.0648018	0.0013622			
	CH.071	0.0695695	-0.0183897			
	CH.072	0.3933839	0.0001946	F		C
	CH.073	0.0753102	-0.0093408			
	CH.074	0.0716128	-0.0183897			
	CH.075	0.0845537	-0.0109949			
	CH.076	0.0343469	-0.2666993		F	C
	CH.077	0.1023596	0.0047677			
	CH.078	0.0776454	-0.0822185			
	CH.079	0.1233764	-0.1450743			
	CH.080	0.0876673	-0.0098273			
	CH.081	0.0380443	-0.1986866			C
	CH.082	0.086597	-0.0083678			
	CH.083	0.8172227	0.0008757	F		C
	CH.084	0.0950621	0.0041839			
	CH.085	ND	ND			
	CH.086	0.0329847	0.0026271			
	CH.087	0.0392119	0.0011676			
	CH.088	0.6478234	-0.0011676	F		C
	CH.089	0.1051813	-0.2264171		F	C
	CH.090	0.046704	-0.6423746		F	C
	CH.091	0.06811	-0.0023352			
	CH.092	ND	ND			
	CH.093	ND	ND			
	CH.094	0.0884457	-0.007784			
	CH.095	0.1008028	0.0012649			
	CH.096	0.5133548	-1.1855032	F	F	*****
	CH.097	0.1064462	0.0092435			
	CH.098	0.1736805	-0.1513988			C
	CH.099	0.104111	0.0108003			
	CH.100	0.1283387	-0.0007784			
	CH.101	0.0577962	0.0016541			
	CH.102	-0.0545853	-0.9929465		F	*****
	CH.103	0.0348334	0.0004865			
	CH.104	0.0394065	-0.0192654			
	CH.105	0.0648018	-0.3077599		F	C
	CH.106	-0.2838241	-2.2092938		F	****
	CH.107	0.0915593	-0.0044758			
	CH.108	0.1131599	0.0108976			
	CH.110	0.1383606	-0.118706			
	CH.111	0.0559475	-0.0021406			
	CH.112	0.0828996	-0.0030163			
	CH.113	0.1286306	-0.324982		F	C
	CH.114	0.5086844	-0.0027244	F		C
	CH.115	0.0460229	-0.0004865			
Concreto	CH.116	0.0115497	-0.0269493			
	CH.117	-0.0503304	-0.3346596		F	
	CH.118	0.0087327	-0.1662969			
	CH.119	0.0014085	-0.3564444		F	C
	CH.120	0.0169959	-0.0410343			

ESPÉCIMEN 4

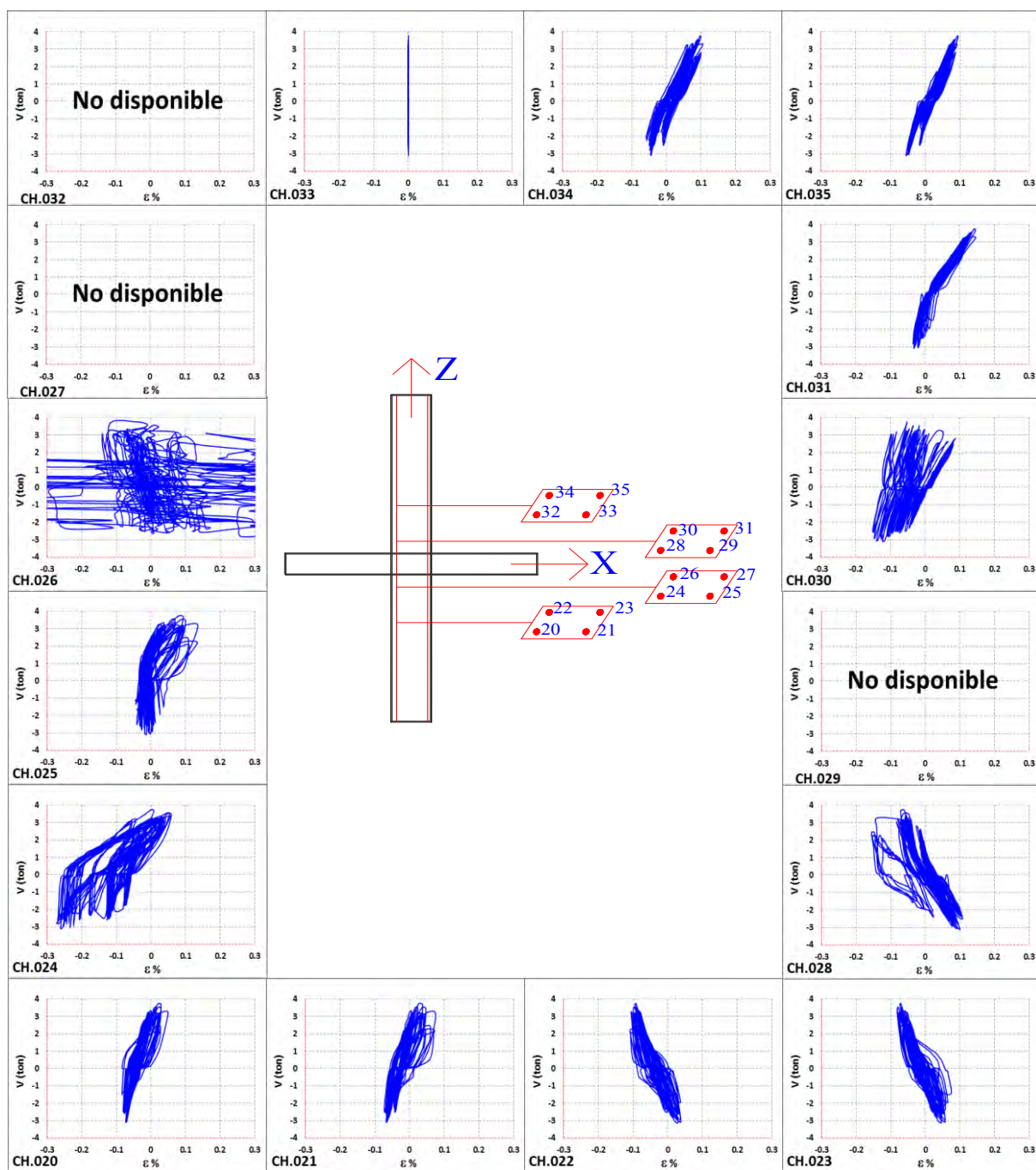


Figura H.13 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

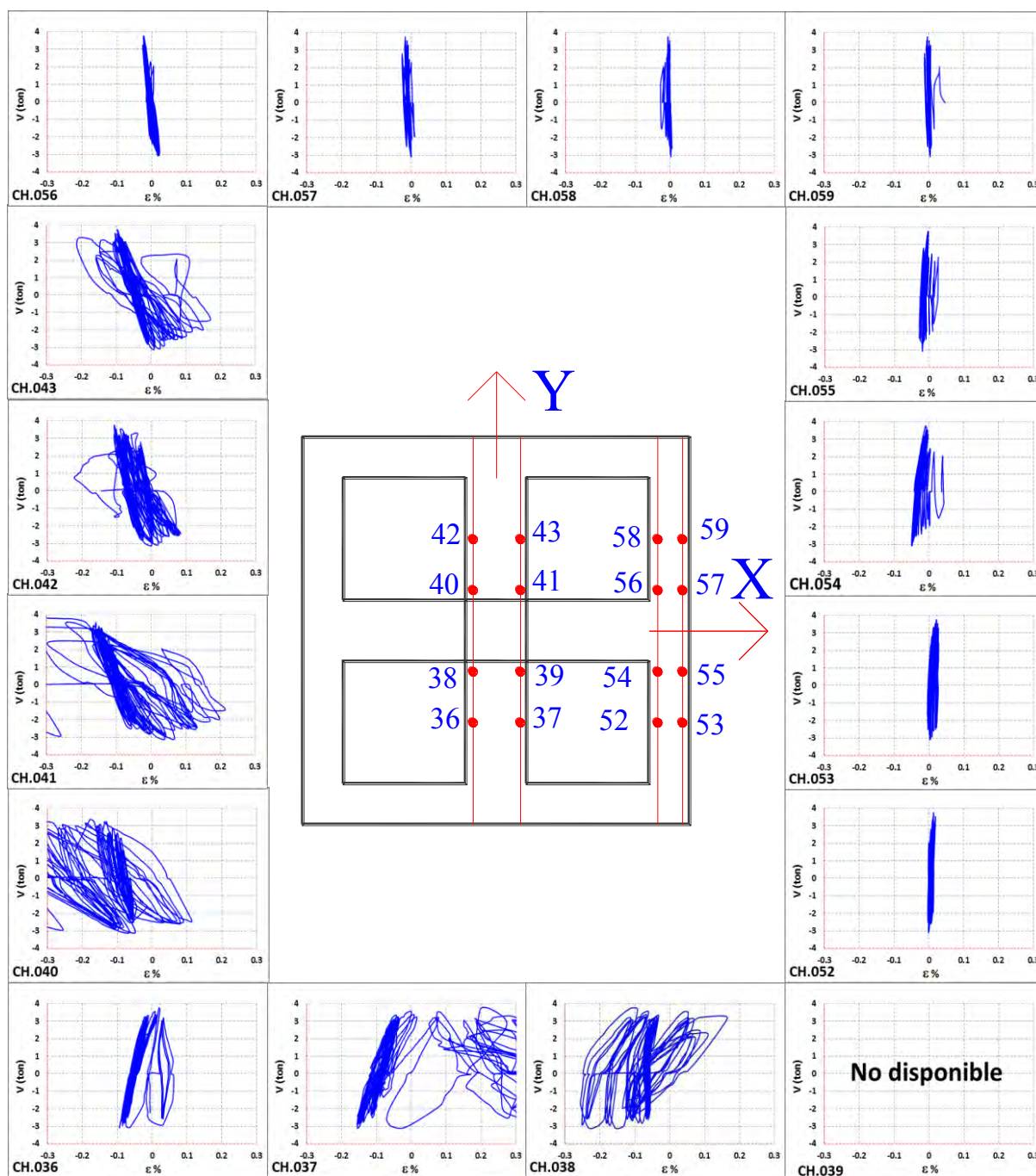


Figura H.14 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

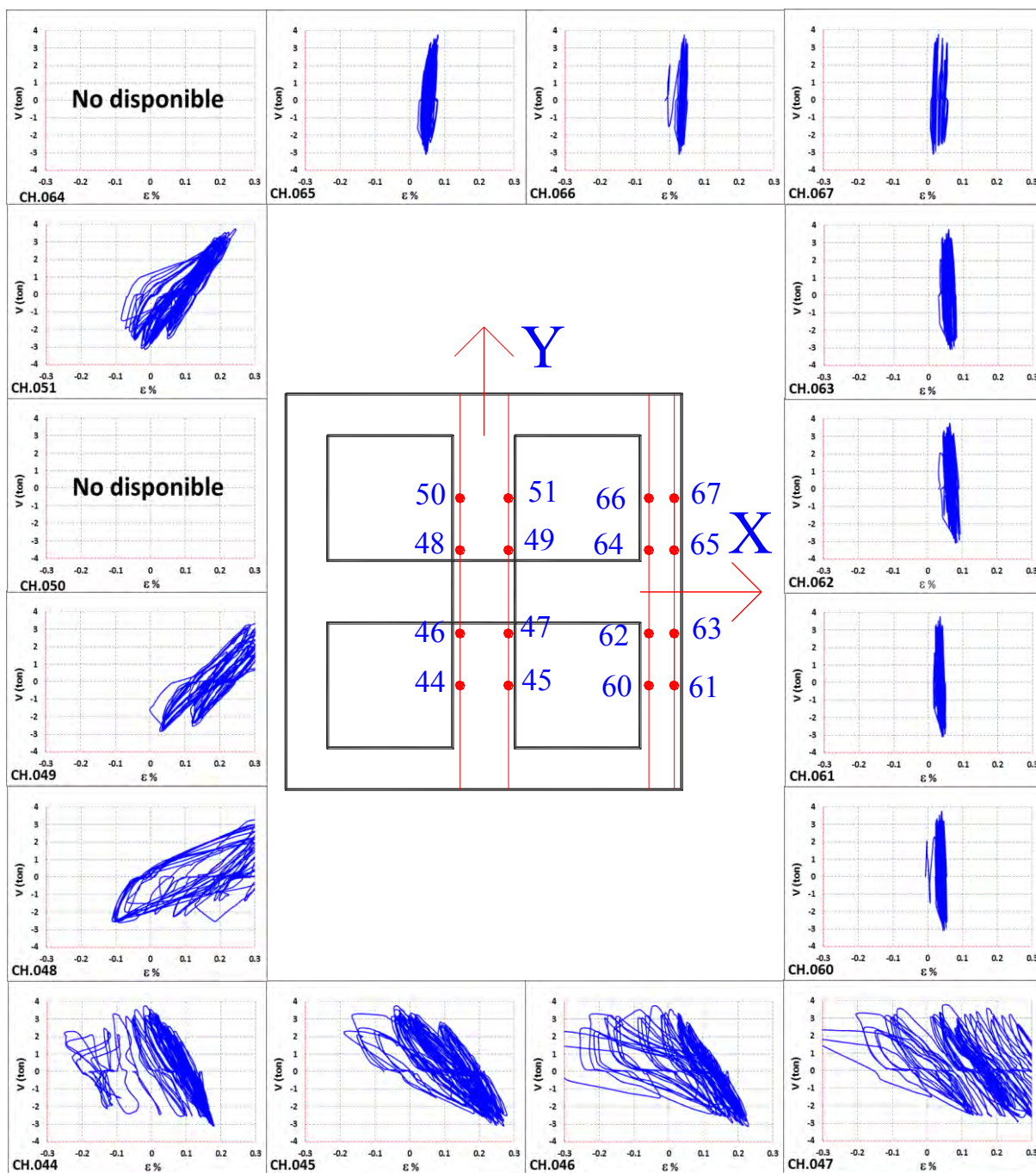


Figura H.15 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

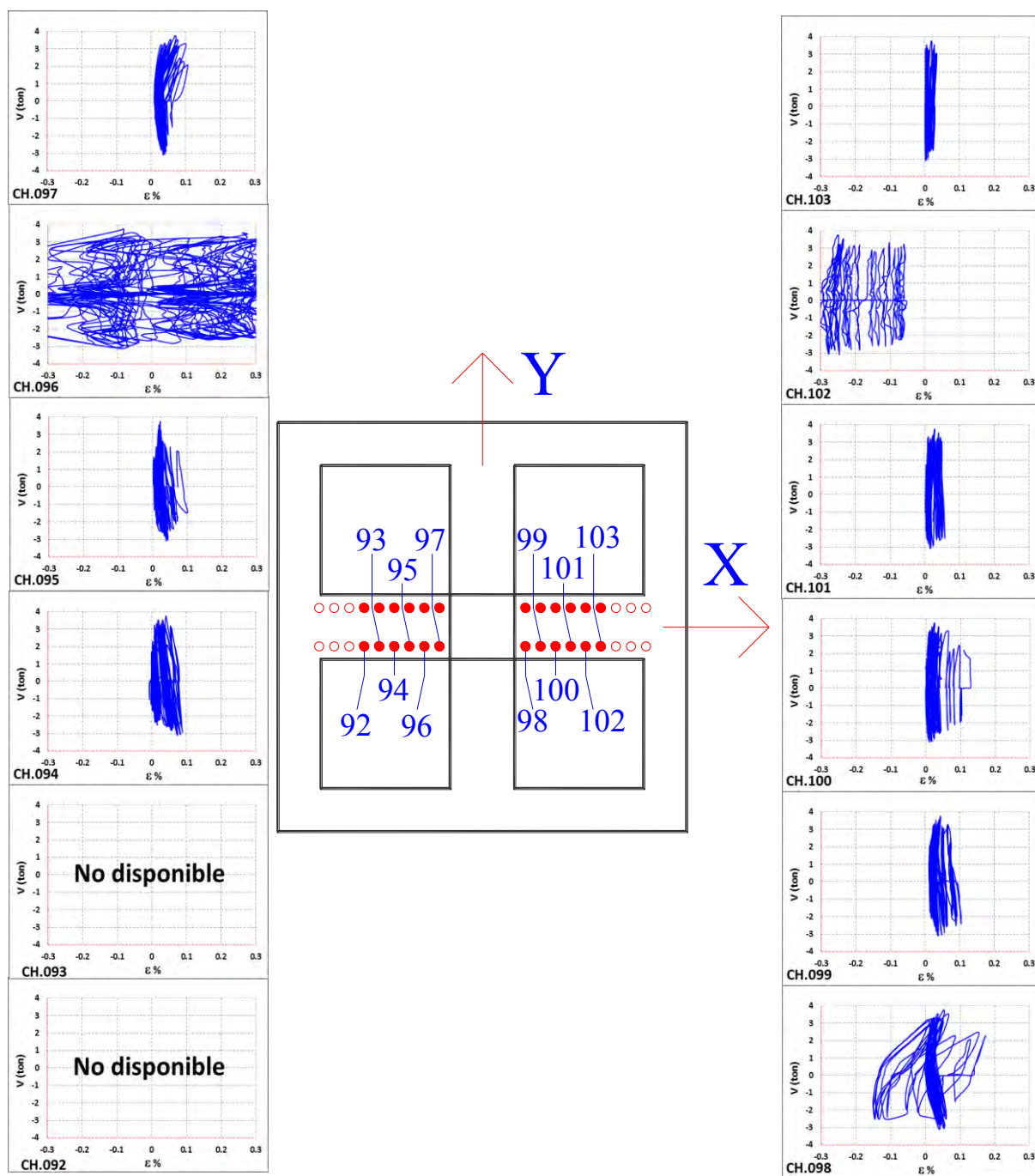


Figura H.16 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

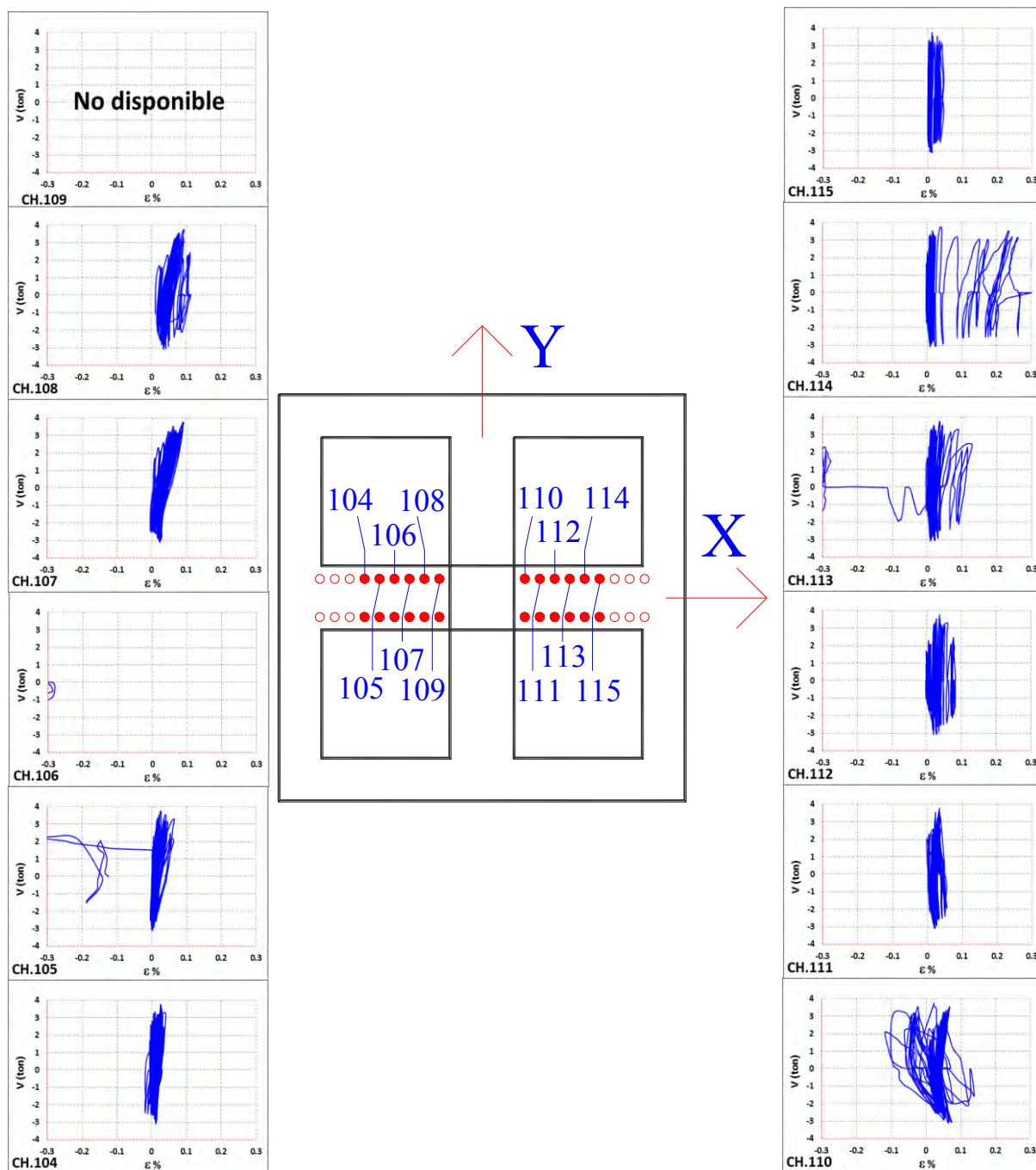


Figura H.17 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

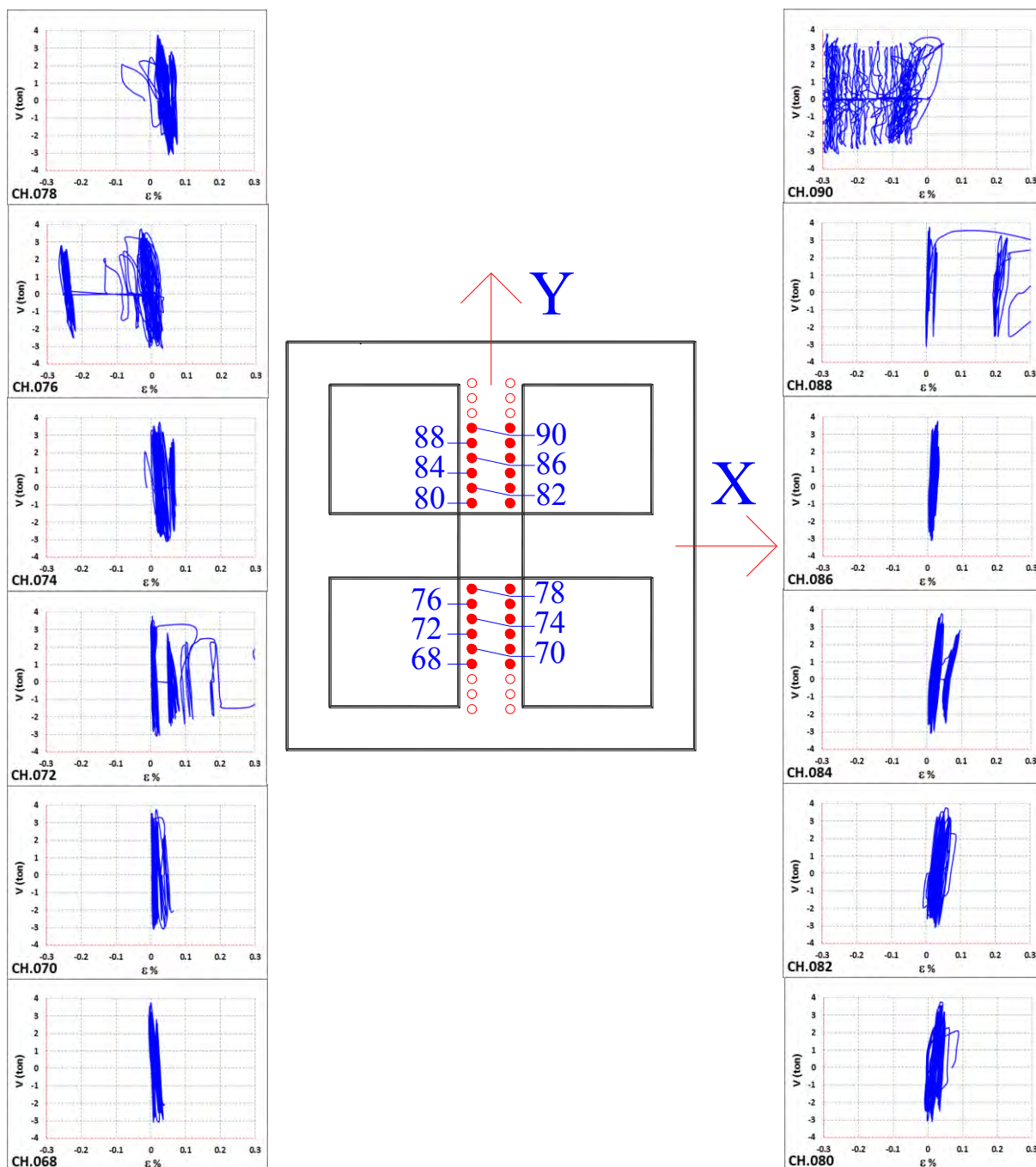


Figura H.18 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

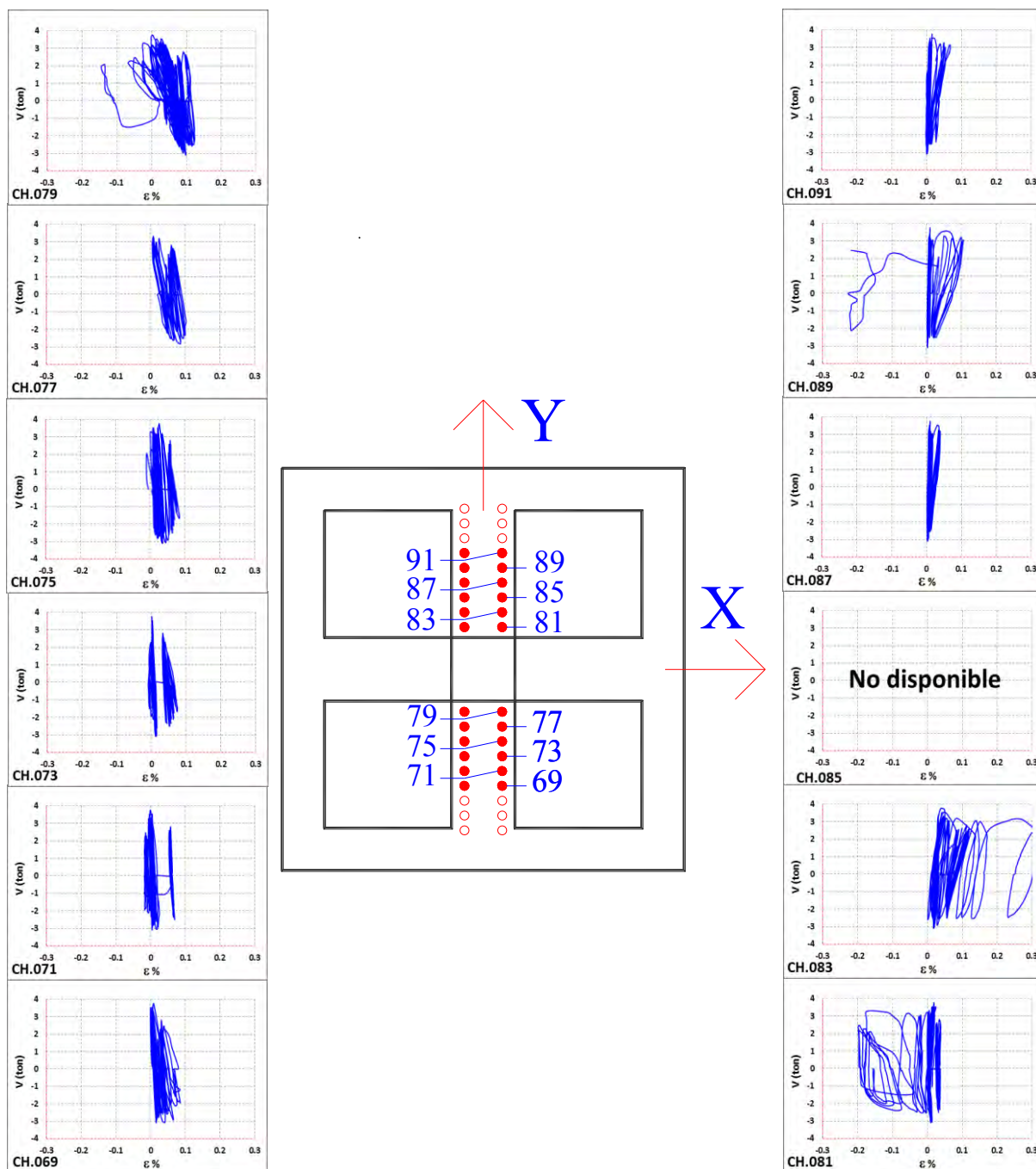


Figura H.19 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04

ESPÉCIMEN 4

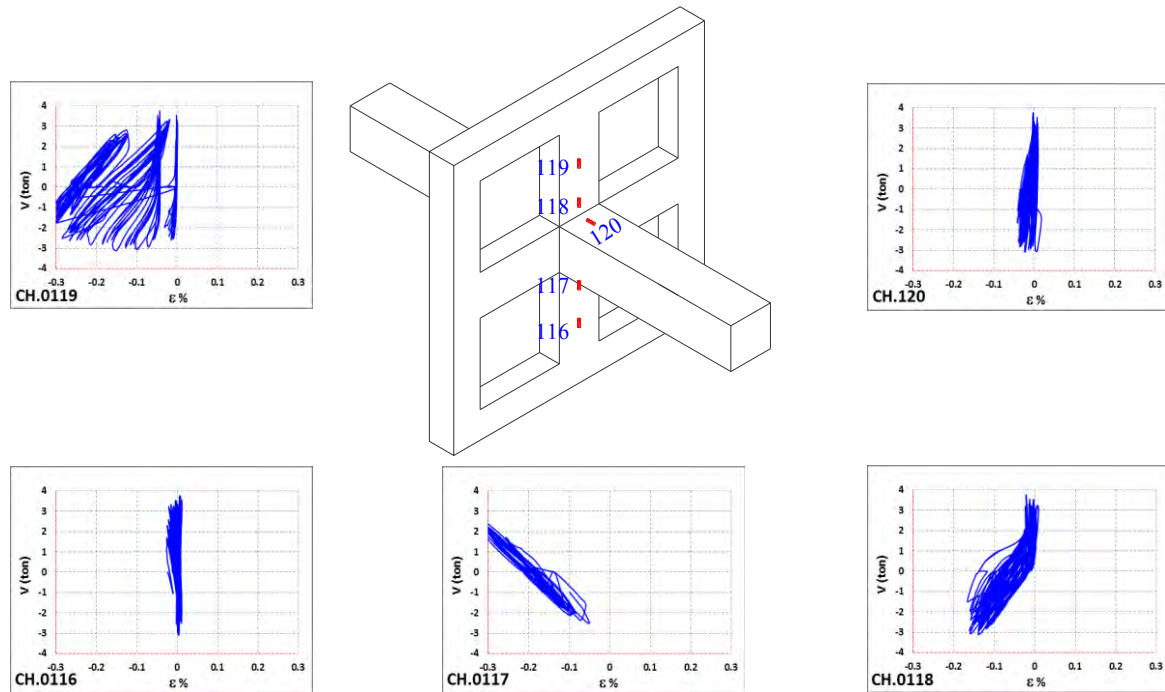


Figura H.20 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP04

H.5 Espécimen 5

Tabla H.4 Deformaciones máximas en el espécimen 5

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Columna	CH.020	ND	ND			
	CH.021	0.1333983	-0.1098517			
	CH.022	0.0893214	-0.0556556			
	CH.023	ND	ND			
	CH.024	0.0280224	-0.0697641			
	CH.025	ND	ND			
	CH.026	0.0772562	-0.3341282		F	
	CH.027	0.0719047	-0.2077355			
	CH.028	0.1788374	-0.1585017			
	CH.029	0.1485771	-0.1141329			
	CH.030	0.1765022	-0.3197278		F	
	CH.031	1.4793492	-0.3408419	F	F	C
	CH.032	0.1121166	-0.0672324			
	CH.033	0.1153005	-0.0756021			
	CH.034	0.0931161	-0.0523474			
	CH.035	0.128436	-0.0738507			
Nervadura Principal	CH.036	0.0648991	-0.0987595			
	CH.037	0.4908785	-0.3656534	F	F	C
	CH.038	0.0224763	-0.2050111			
	CH.039	0.05838	-0.1466311			
	CH.040	0.2291415	-0.0600341	F		
	CH.041	0.0435904	-1.2229637		F	C
	CH.042	-0.0143031	-0.1153978			
	CH.043	0.0361956	-0.1058624			
	CH.044	0.2283631	-0.0235466	F		
	CH.045	0.6753593	-0.26271	F	F	
	CH.046	2.3706172	-1.3743625	F	F	*****
	CH.047	0.3098032	-0.180005	F		
	CH.048	ND	ND			
	CH.049	ND	ND			
	CH.050	0.0218925	-0.2215521		F	
	CH.051	0.1818537	-0.2905378		F	
Nervadura Secundaria	CH.052	ND	ND			
	CH.053	0.010703	-0.0268548			
	CH.054	3.4449065	-3.7298009	F	F	*****
	CH.055	0.0040866	-0.0361956			
	CH.056	0.0513744	-0.0320117			
	CH.057	0.0565313	-0.0220871			
	CH.058	0.012649	-0.0004865			
	CH.059	0.0216979	0.0036974			
	CH.060	0.4828999	-0.1230845	F		C
	CH.061	ND	ND			
	CH.062	0.0449526	0.0141085			
	CH.063	0.0508879	0.0114814			
	CH.064	0.0789103	0.01946			
	CH.065	0.2026759	-0.035028			
	CH.066	0.0816347	-0.0172221			
	CH.067	0.0444661	0.0105084			

Tabla H.4 Continuación... Deformaciones máximas en el espécimen 5

Elemento	Canal	$\epsilon_{\text{máx}}$	$\epsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.0273413	-0.0200438			
	CH.069	0.0293846	-0.0054488			
	CH.070	ND	ND			
	CH.071	0.252007	0.0017514	F		
	CH.072	ND	ND			
	CH.073	ND	ND			
	CH.074	0.2664074	-0.0575043	F		
	CH.075	0.0432985	-0.1019704			
	CH.077	0.1414742	-0.0070056			
	CH.078	0.173194	-0.0868889			
	CH.079	0.0137193	-0.0839699			
	CH.080	0.0993433	-0.2359525		F	
	CH.081	0.0364875	-0.0560448			
	CH.082	0.0664559	-0.123571			
	CH.083	0.0370713	0.0001946			
	CH.084	0.067137	-0.0219898			
	CH.085	0.0296765	-0.3282902		F	
	CH.086	0.2815862	-0.0520555	F		
	CH.087	ND	ND			
	CH.088	0.300657	-0.2803213	F	F	C
	CH.089	0.1104355	-0.1735832			
	CH.090	0.1260035	-0.0594503			
	CH.091	0.0809536	-0.033082			
	CH.092	0.0260764	-0.0021406			
	CH.093	0.0837753	0.0004865			
	CH.094	0.0833861	-0.1295063			
	CH.095	0.1176357	-0.3689616		F	C
	CH.096	ND	ND			
	CH.097	ND	ND			
Concreto	CH.115	0.0110802	-0.0547437			
	CH.116	0.0163386	-0.2142798			
	CH.117	0.0990645	-0.1754052			
	CH.118	0.0240384	-0.2125896			
	CH.119	0.0130521	-0.1052619			

ESPÉCIMEN 5

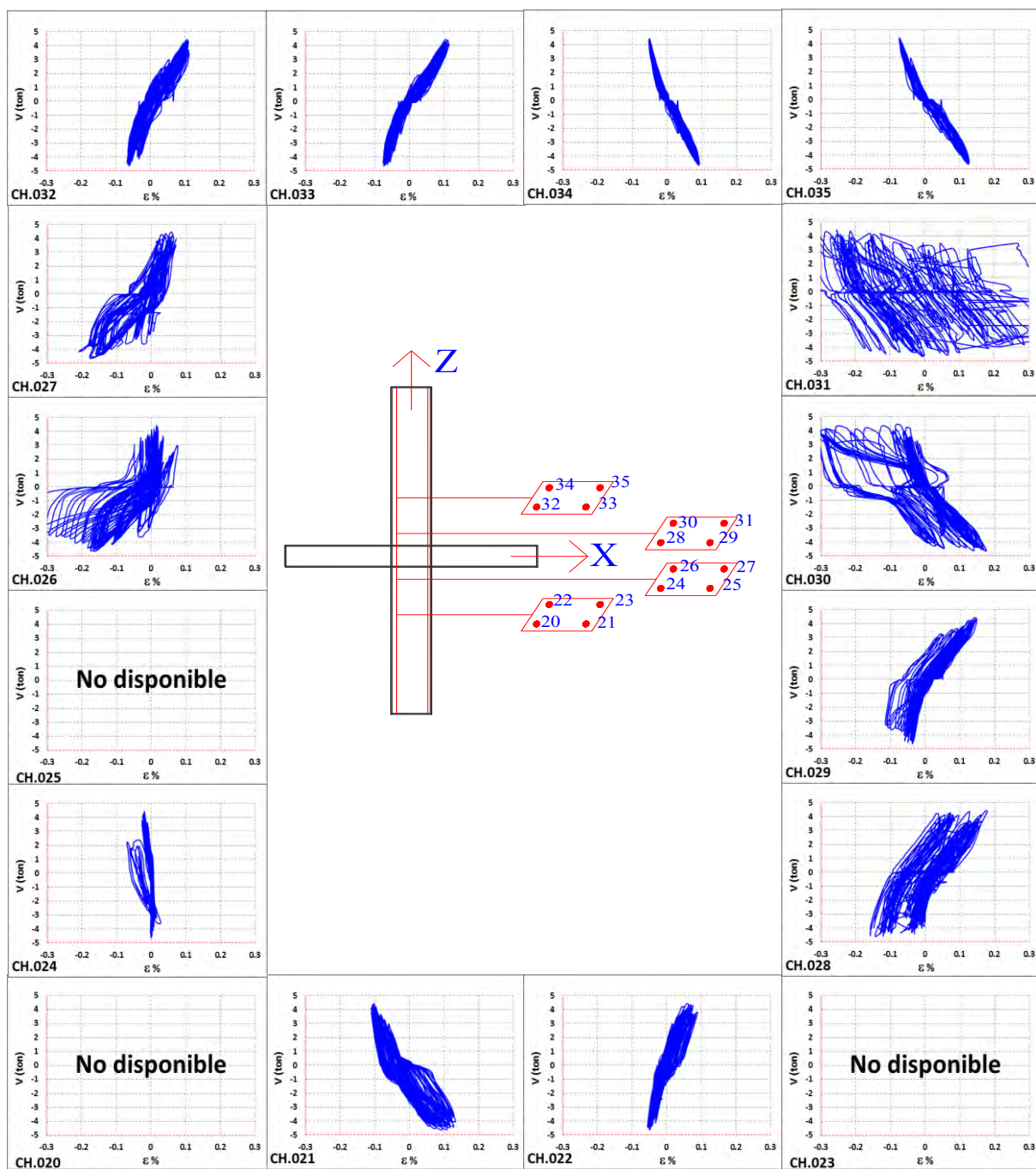


Figura H.21 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP05

ESPÉCIMEN 5

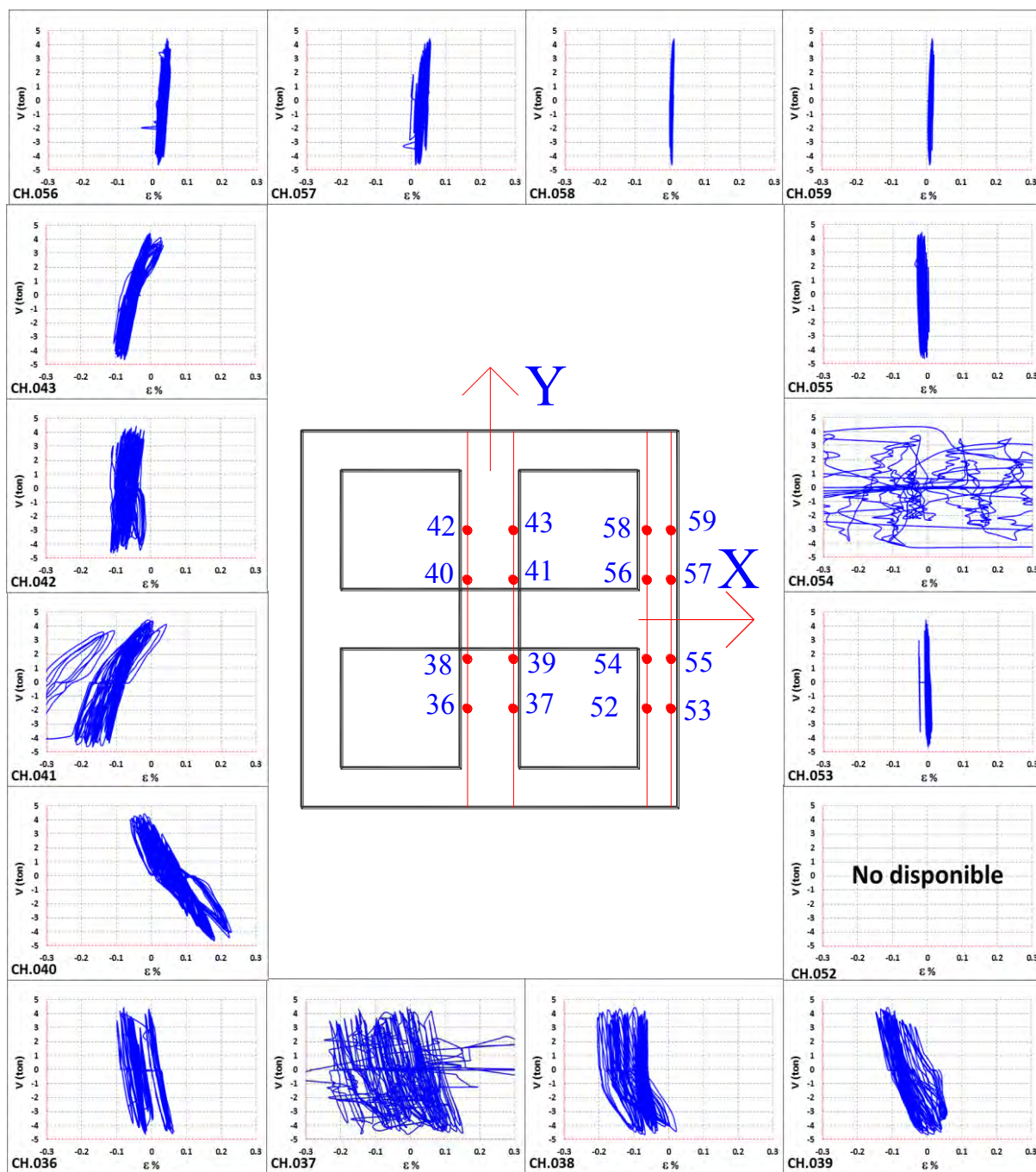


Figura H.22 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP05

ESPÉCIMEN 5

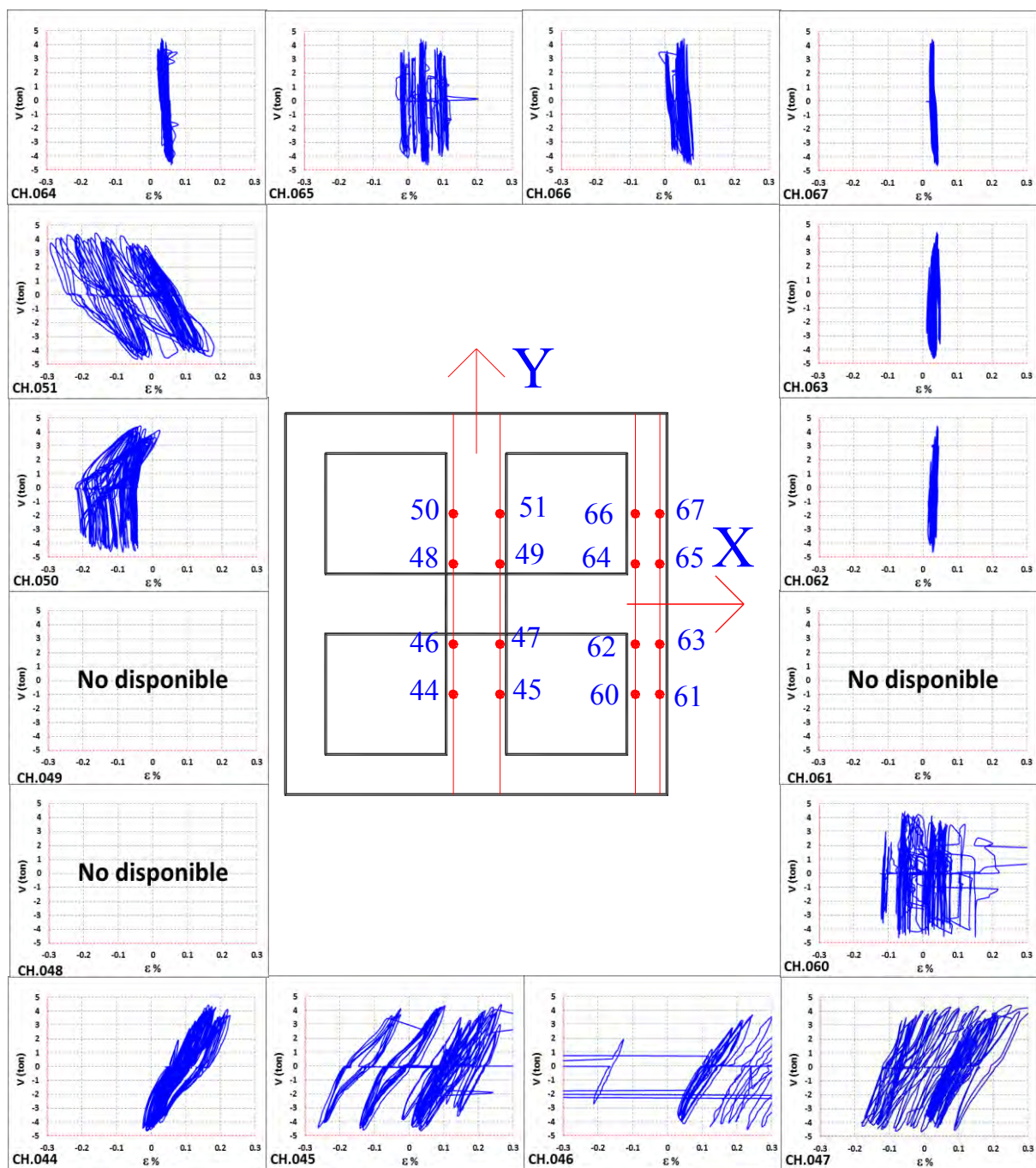


Figura H.23 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP05

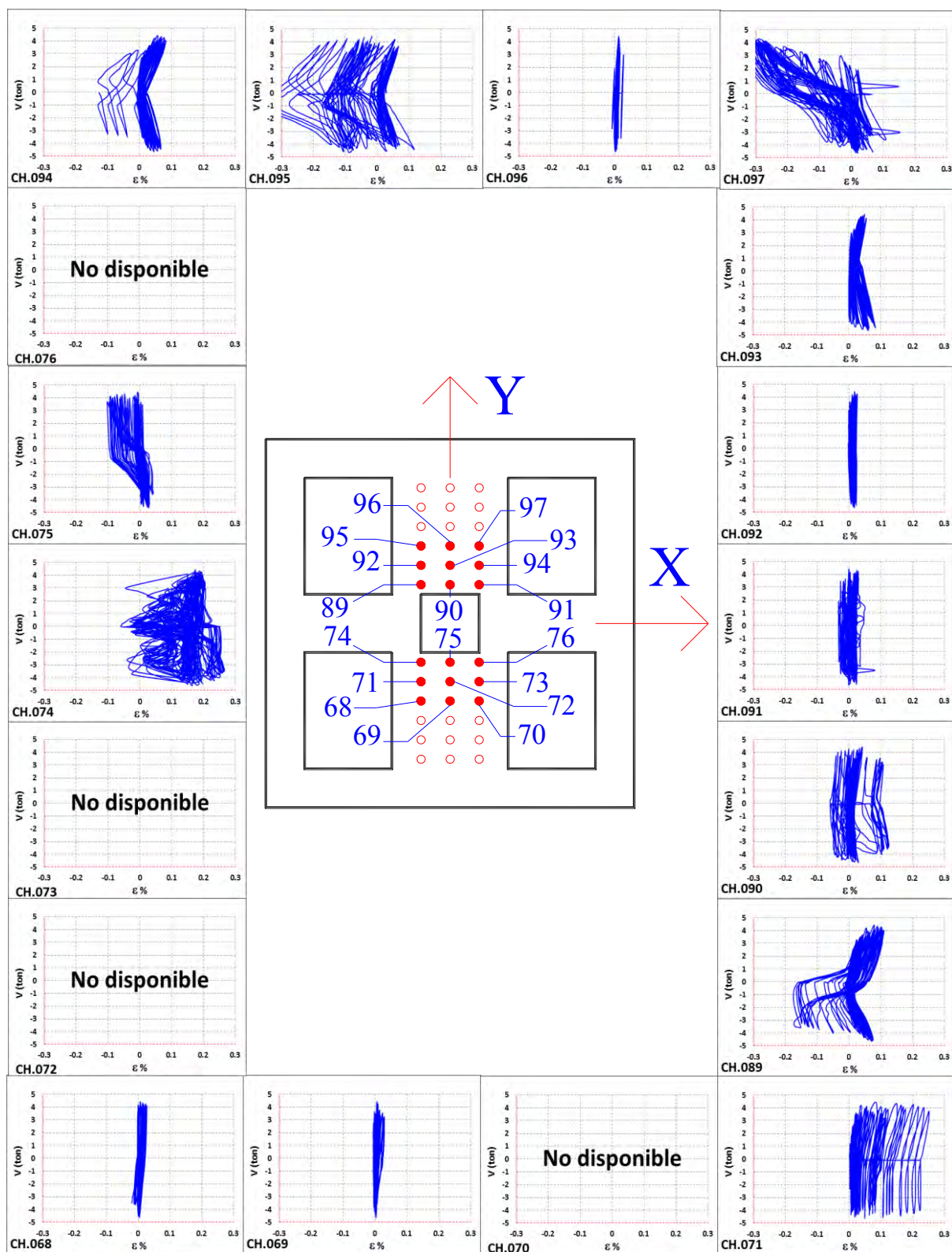


Figura H.24 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP05

ESPÉCIMEN 5

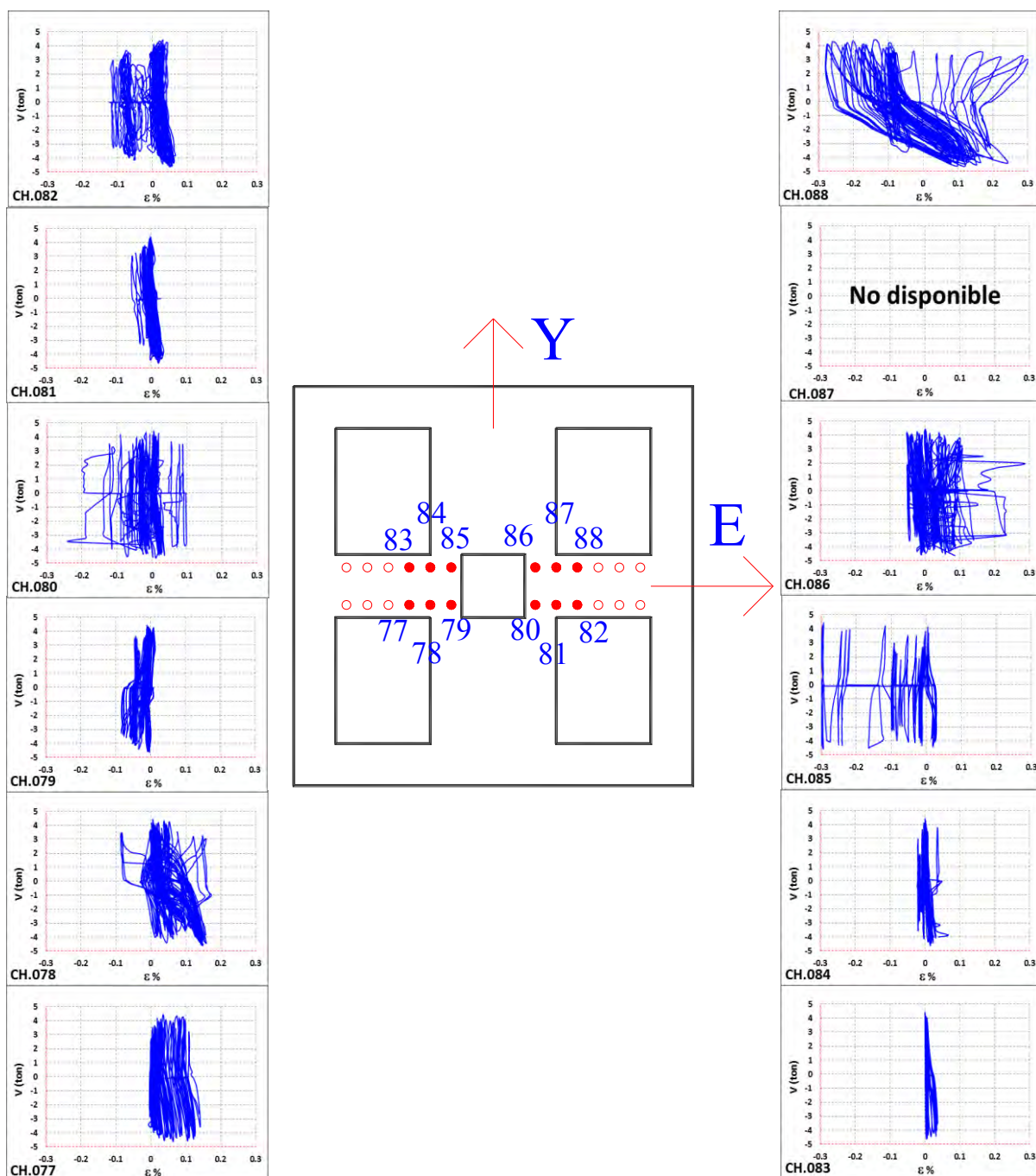


Figura H.25 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección x, espécimen LP05

ESPÉCIMEN 5

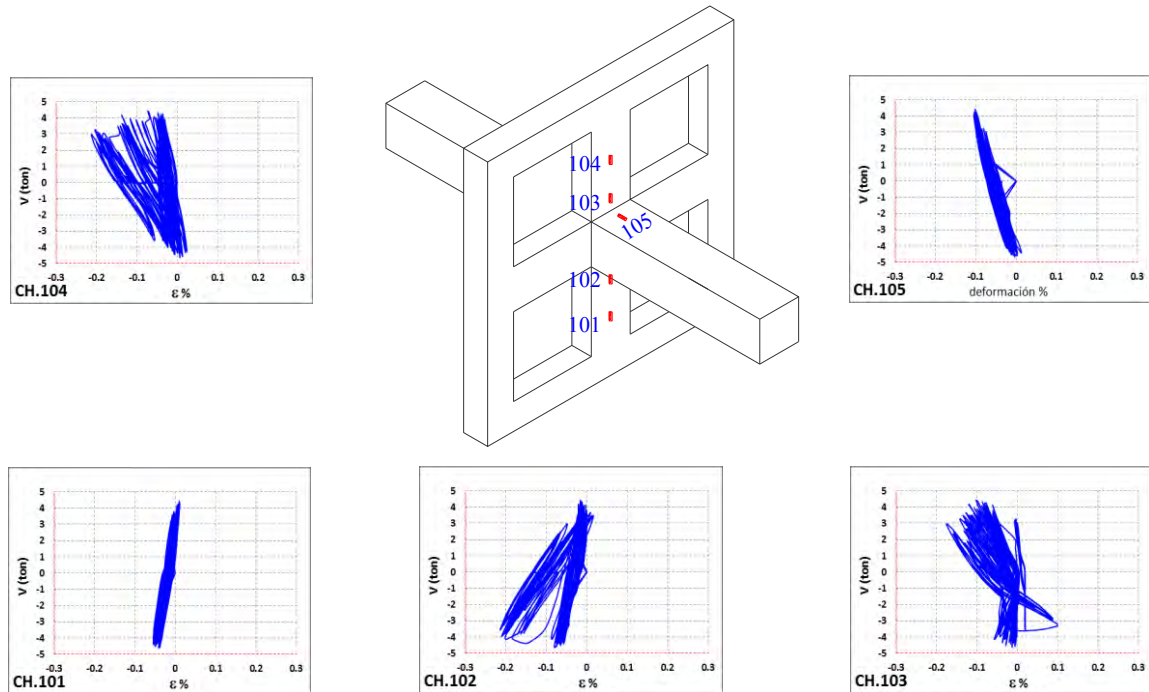


Figura H.26 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP05

H.6 Espécimen 6

Tabla H.5 Deformaciones máximas en el espécimen 6

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Columna	CH.020	0.6121143	-0.5874001	F	F	C
	CH.021	0.0111895	-0.140112			
	CH.022	-0.0031136	-0.1210412			
	CH.023	-0.1411823	-1.9420107		F	C
	CH.024	0.0541961	-0.0841645			
	CH.025	0.0164437	-0.0667478			
	CH.026	0.1286306	-0.0341523			
	CH.027	ND	ND			
	CH.028	0.1191925	-0.0523474			
	CH.029	0.1202628	-0.0413525			
	CH.030	0.1195817	-0.0372659			
	CH.031	0.3926055	-0.0162491	F		C
	CH.032	ND	ND			
	CH.033	0.1246413	-0.0113841			
	CH.034	3.5936782	-2.1431298	F	F	*****
	CH.035	0.1600585	0.0228655			
Nervadura Principal	CH.036	-0.0441742	-0.4840675		F	C
	CH.037	0.0085624	-0.3418149		F	C
	CH.038	-0.1000244	-0.9064468		F	C
	CH.039	0.9231824	-0.3241063	F	F	C
	CH.040	-0.0900025	-1.2856249		F	C
	CH.041	-0.0251034	-1.9186587		F	*****
	CH.042	-0.0567259	-0.2201899		F	
	CH.043	0.4857216	-0.1181222	F		
	CH.044	ND	ND			
	CH.045	0.0874727	0.0102165			
	CH.046	ND	ND			
	CH.047	0.430066	-0.2428608	F	F	C
	CH.048	1.6080771	0.0701533	F		C
	CH.049	0.5095601	-0.1642424	F		
	CH.050	0.2467528	0.0631477	F		
	CH.051	ND	ND			
Nervadura Secundaria	CH.052	0.0140112	-0.0343469			
	CH.053	0.1390417	-0.536123		F	C
	CH.054	0.8984682	-0.2418878	F	F	C
	CH.055	0.0672343	-0.0951594			
	CH.056	1.3074201	-1.4037471	F	F	*****
	CH.057	0.0366821	-0.0745318			
	CH.058	-0.0178059	-0.1529556			
	CH.059	0.0626612	-0.0419363			
	CH.060	0.0955486	-0.0017514			
	CH.061	ND	ND			
	CH.062	0.5198739	0.0331793	F		C
	CH.063	0.0938945	0.0026271			
	CH.064	0.0309414	-0.1641451			
	CH.065	ND	ND			
	CH.066	0.0576989	-0.0809536			
	CH.067	0.1519826	-0.189735			C

Tabla H.5 Continuación... Deformaciones máximas en el espécimen 6

Elemento	Canal	$\varepsilon_{\text{máx}}$	$\varepsilon_{\text{mín}}$	Tensión	Compresión	Corrimiento
Refuerzo por cortante	CH.068	0.047677	-0.000973			
	CH.069	0.0240331	-0.2291415		F	
	CH.070	0.036974	-0.1360254			
	CH.071	0.0274386	-0.0969108			
	CH.072	0.0151788	-0.3159331		F	C
	CH.073	0.0168329	-0.04865			
	CH.074	0.0468013	-0.0080759			
	CH.075	0.0102165	-0.0129409			
	CH.076	0.057407	0.0065191			
	CH.077	0.0524447	-0.2224278		F	
	CH.078	0.0793968	-0.4930191		F	C
	CH.079	0.1004136	-1.5671138		F	C
	CH.080	0.9144254	-0.2775969	F	F	C
	CH.081	ND	ND			
	CH.082	0.1282414	-0.1083922			
	CH.083	0.0360983	0.0011676			
	CH.084	0.0868889	0.0083678			
	CH.085	0.0680127	-0.0313306			
	CH.086	0.7135009	-0.0319144	F		
	CH.087	0.0341523	-0.3844323		F	C
	CH.088	0.2076382	-0.2738995		F	C
	CH.089	0.0228655	-0.0753102			
	CH.090	0.0066669	-0.2737185		F	
	CH.091	0.0279251	-0.0396984			
	CH.092	0.0555583	-0.0347361			
	CH.093	0.0181951	-0.072975			
	CH.094	0.0918512	0.0119679			
	CH.095	ND	ND	F		
	CH.096	0.0889322	0.027244			
	CH.097	0.0144977	-0.37947		F	C
	CH.098	0.0604233	-0.6082223		F	C
	CH.099	0.0471905	0.0146923			
	CH.100	0.0507906	0.0016541			
	CH.101	0.0737534	0.0067137			
	CH.102	0.2193142	0.0040866	F		
	CH.103	0.1193871	-0.0020433			
	CH.104	0.3664318	-0.0001946	F		
	CH.105	ND	ND			
	CH.106	0.2995867	0.0134274	F		
	CH.107	0.1604477	-0.0017514			
	CH.108	0.088543	-0.0191681			
	CH.109	0.1059597	-0.0260764			
	CH.110	0.0540015	-0.0139139			
	CH.111	0.0726831	0.0030163			
	CH.112	0.1740697	-1.3060579		F	C
	CH.113	0.0573097	-0.0010703			
	CH.114	0.0637315	-0.0599368			
	CH.115	0.6880053	-0.7747689	F	F	C
	CH.116	0.0806601	-1.0337451		F	C
	CH.117	0.0594503	-0.0078813			
Concreto	CH.118	0.0772797	-0.0526779			
	CH.119	0.0461988	-0.1584093			
	CH.120	0.0066669	-0.2737185		F	
	CH.121	0.0939	-0.2759721		F	
	CH.122	0.087327	-0.0728664			

ESPÉCIMEN 6

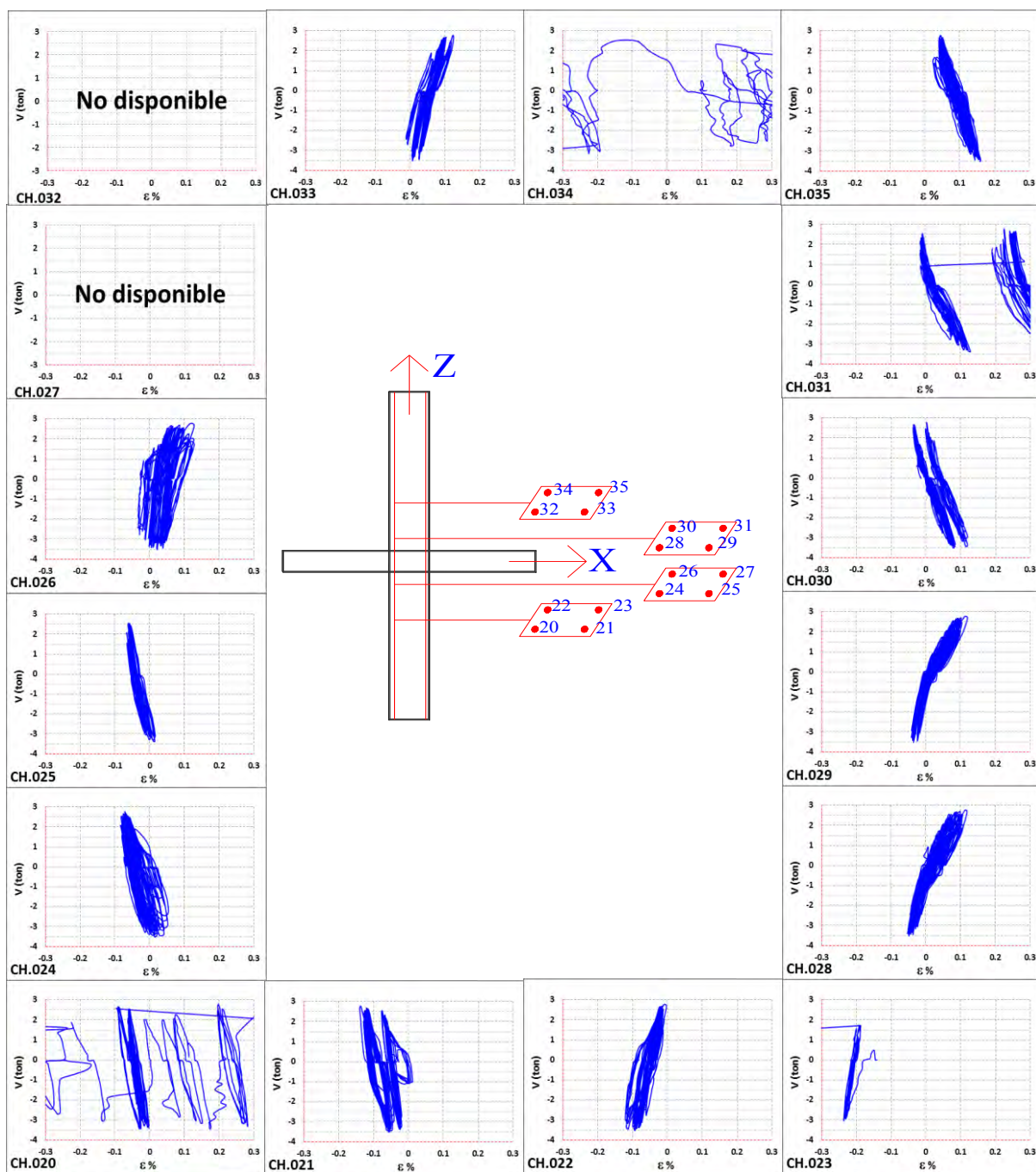


Figura H.27 Galgas extensométricas (strain gages) en la columna, espécimen LP06

ESPÉCIMEN 6

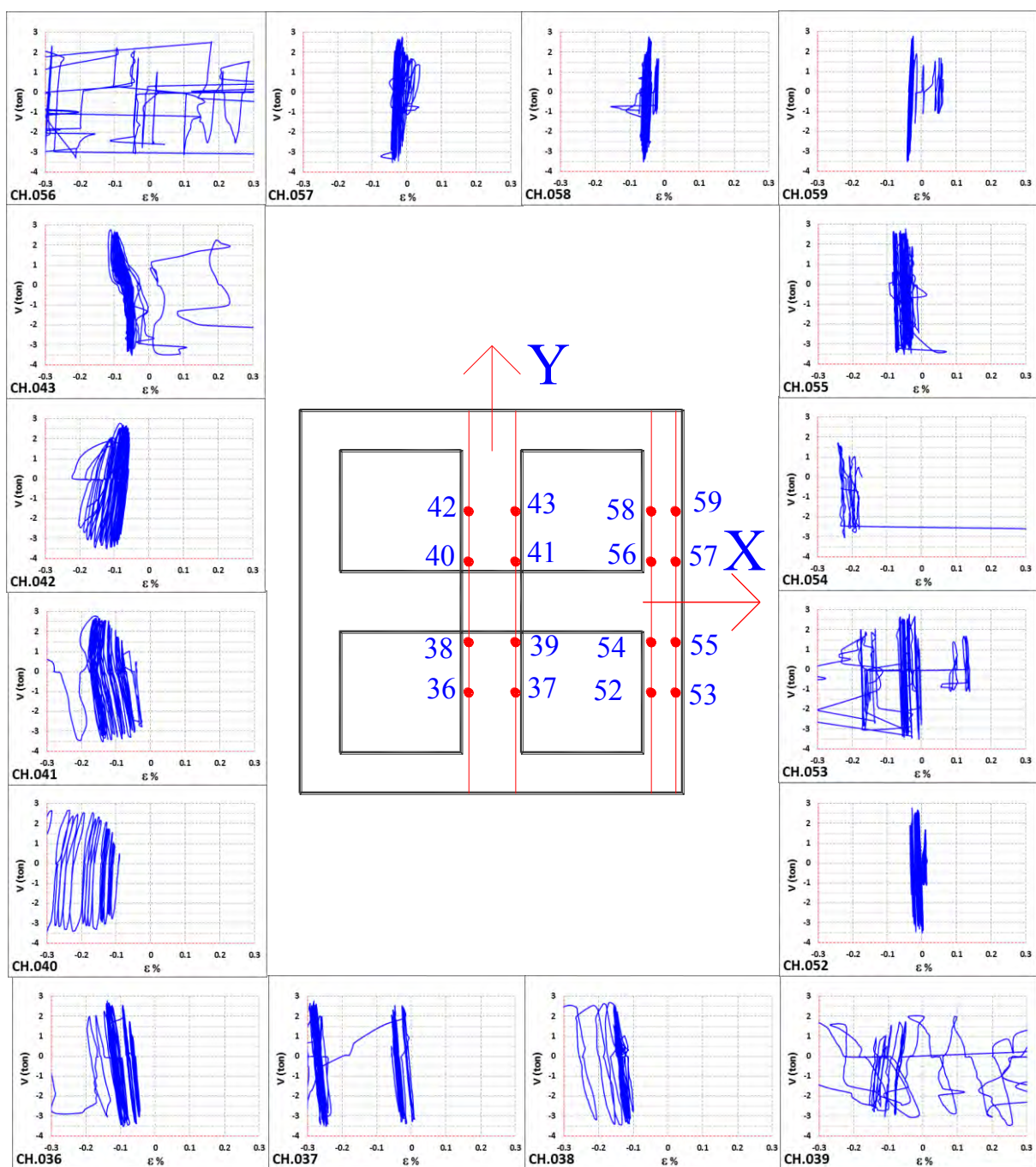


Figura H.28 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho inferior de la nervadura principal y adyacente, espécimen LP06

ESPÉCIMEN 6

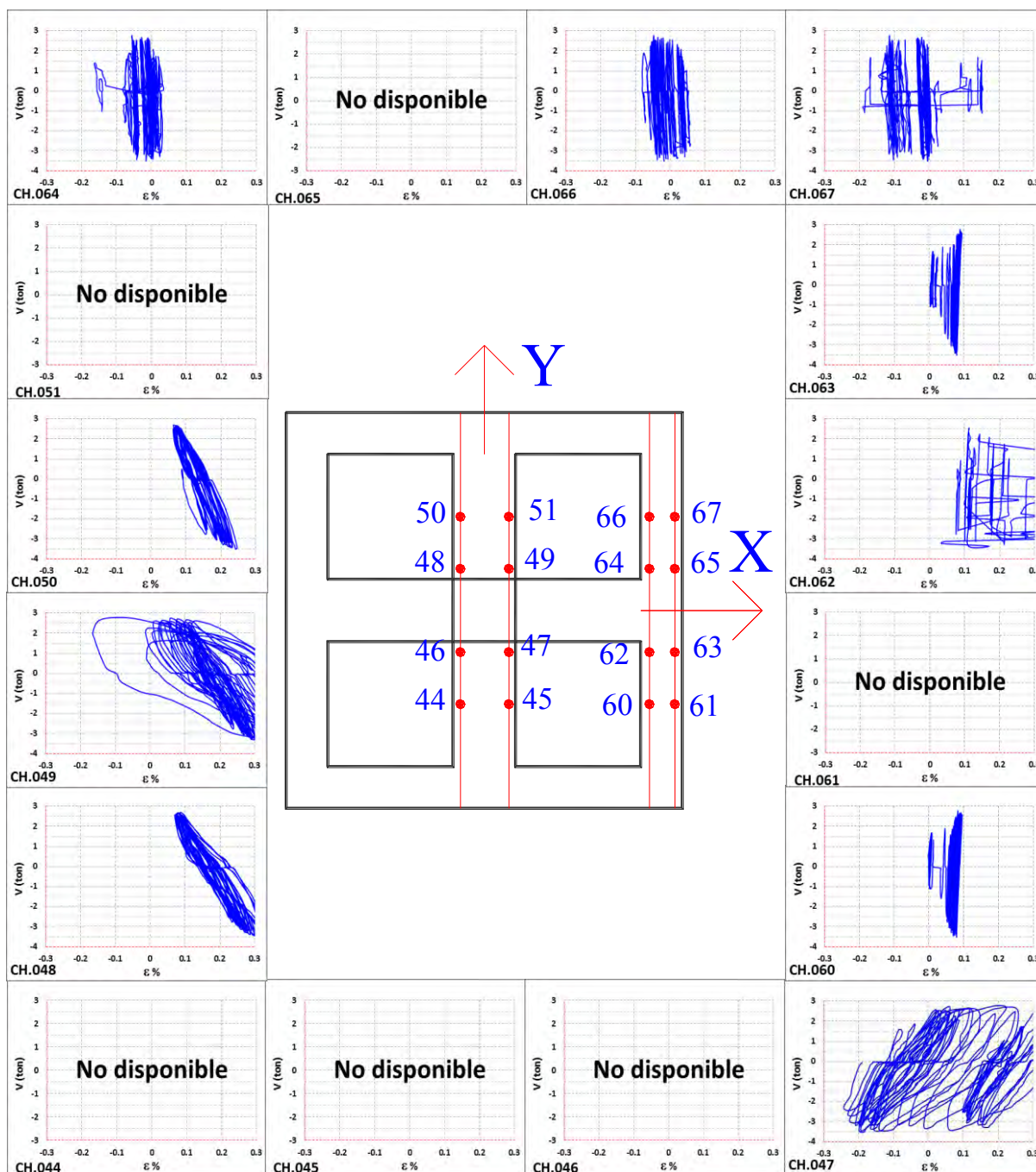


Figura H.29 Galgas extensométricas (strain gages) en el lecho superior de la nervadura principal y adyacente, espécimen 6

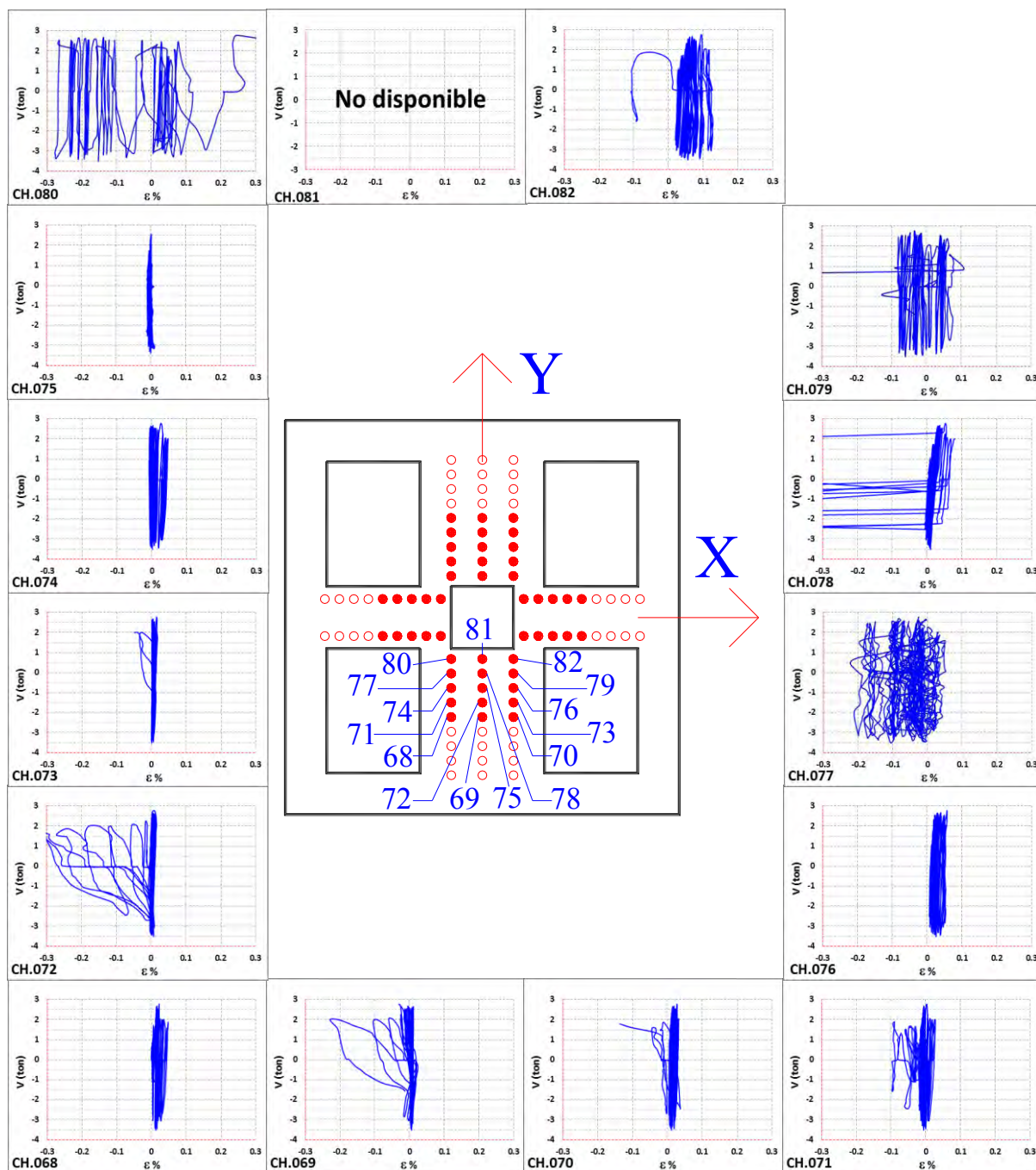


Figura H.30 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección Y, espécimen LP06

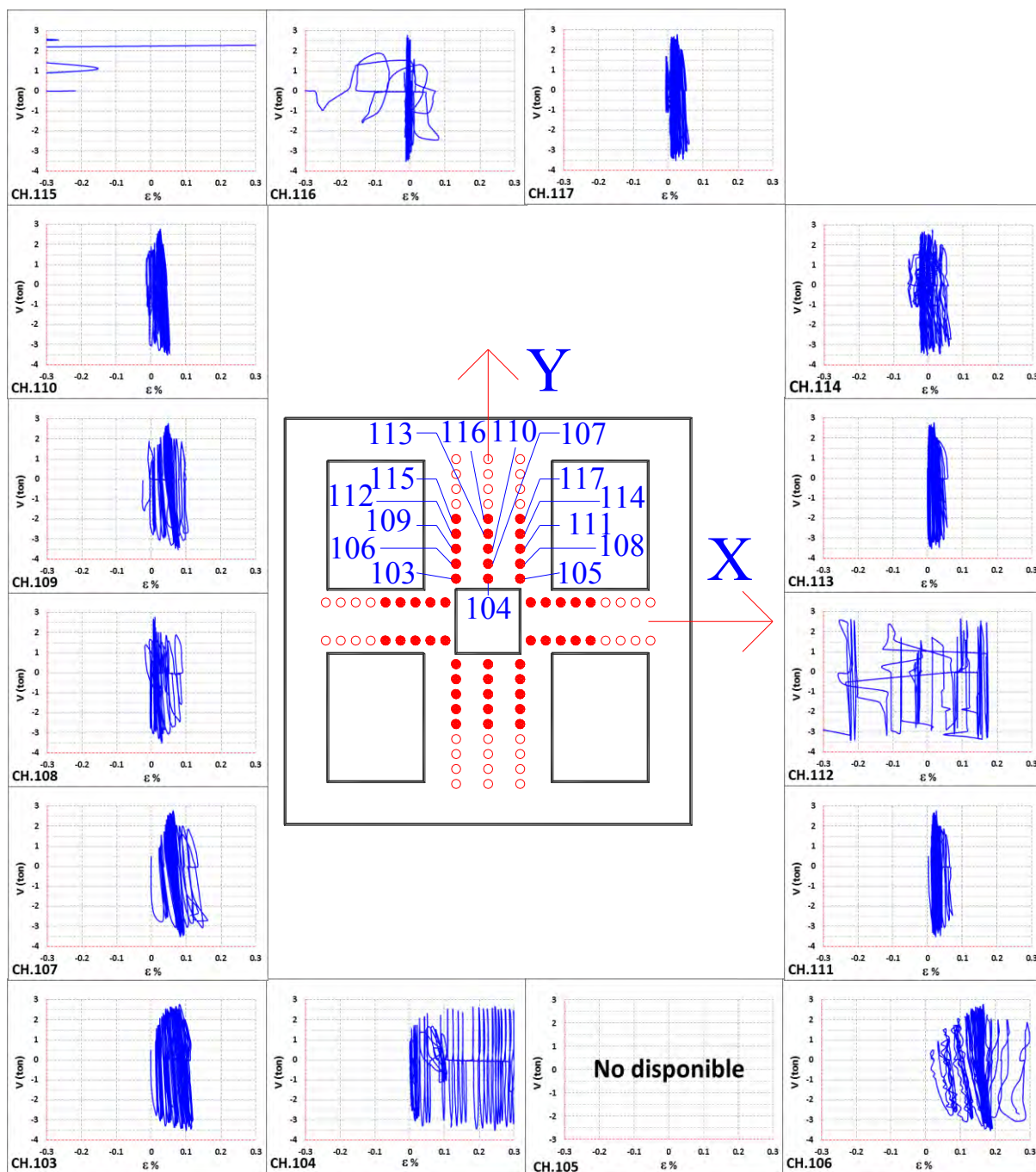


Figura H.31 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección Y, espécimen LP06

ESPÉCIMEN 6

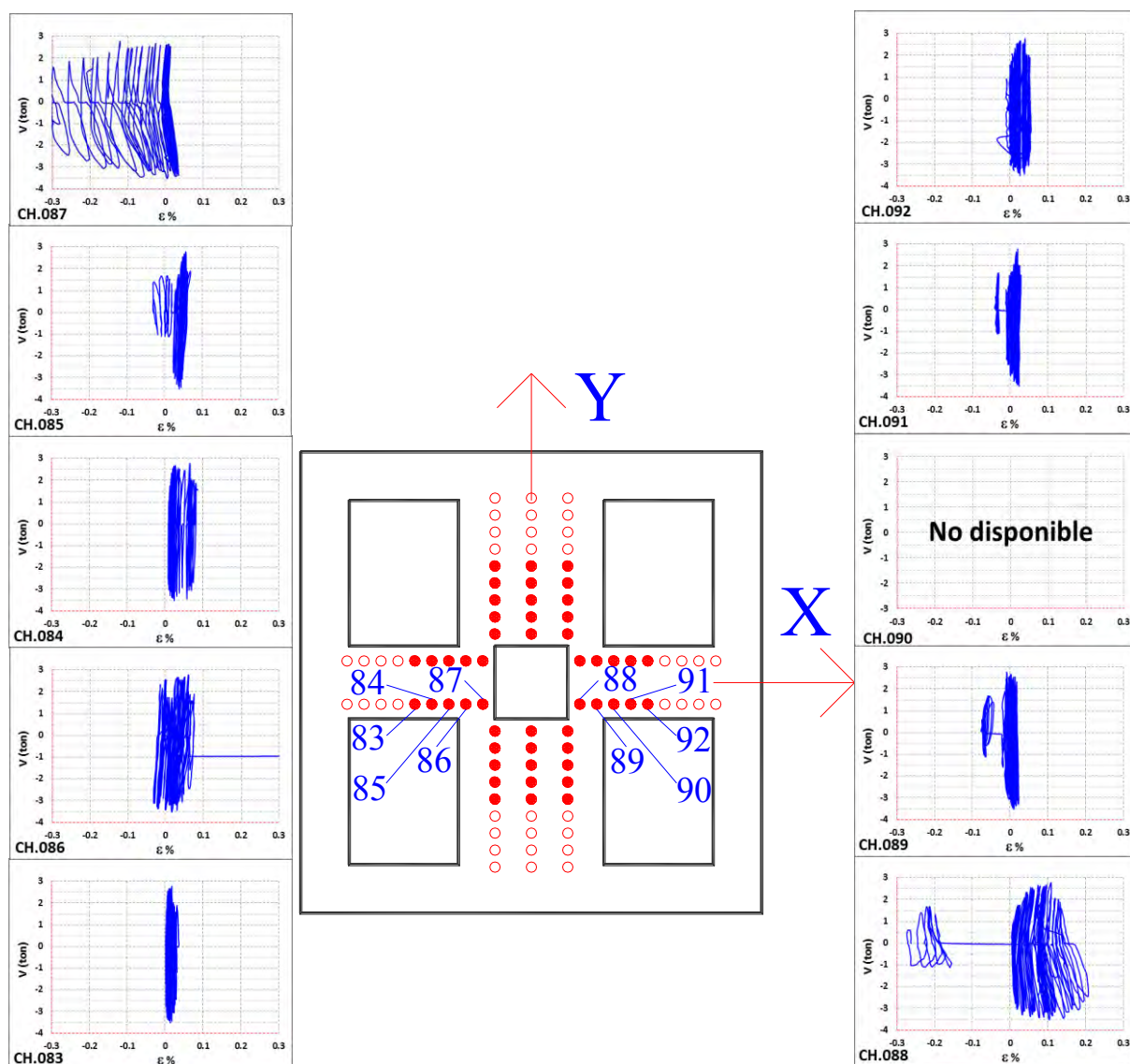


Figura H.32 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección X, espécimen LP06

ESPÉCIMEN 6

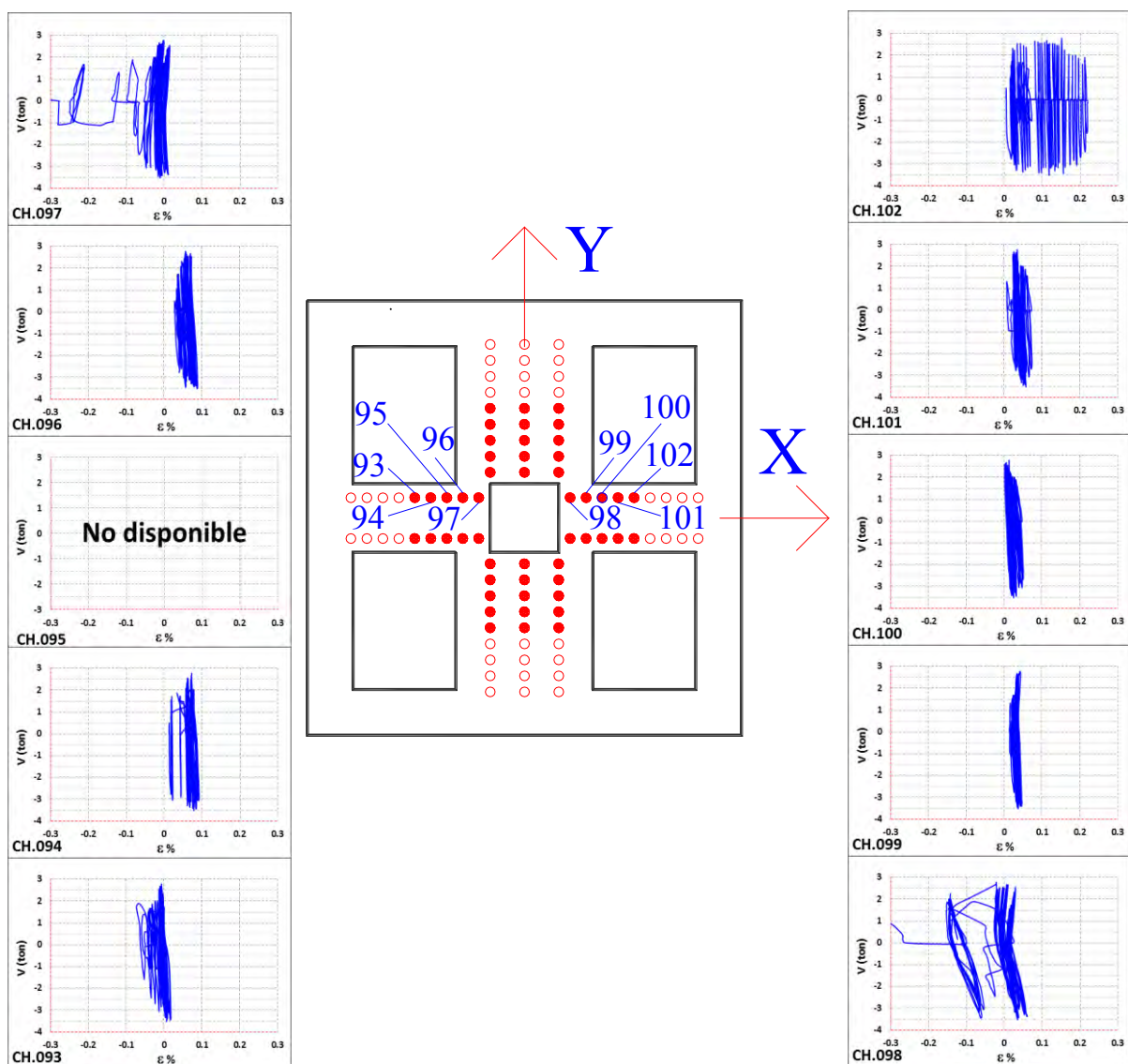


Figura H.33 Galgas extensométricas (strain gages) en los estribos de la nervadura principal en dirección X, espécimen LP06

ESPÉCIMEN 6

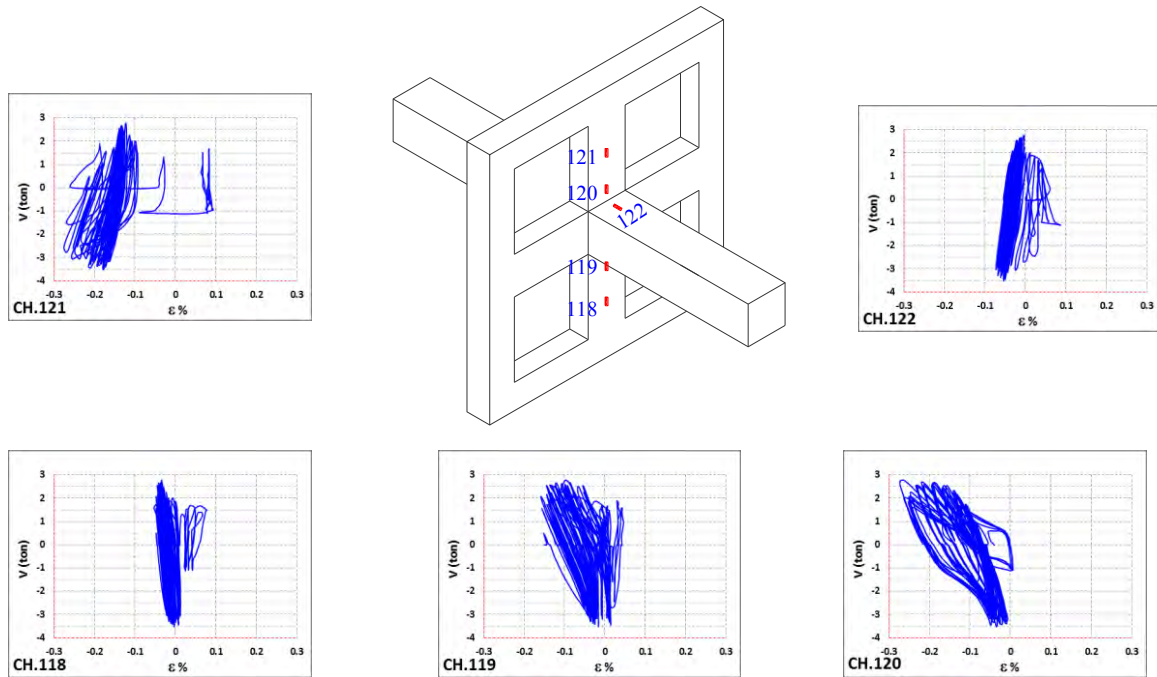


Figura H.34 Galgas extensométricas (strain gages) en la superficie del concreto en la nervadura principal en dirección y, espécimen LP06

APÉNDICE I: AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

CONTENIDO

- I.1 Amortiguamiento equivalente
- I.2 Espécimen 2
- I.3 Espécimen 3
- I.4 Espécimen 4
- I.5 Espécimen 5
- I.6 Espécimen 6
- I.7 Comparación entre Especímenes

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura I.1 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP02
- Figura I.2 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP02
- Figura I.3 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP03
- Figura I.4 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP03
- Figura I.5 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP04
- Figura I.6 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP04
- Figura I.7 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP05
- Figura I.8 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP05
- Figura I.9 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP06
- Figura I.10 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP06
- Figura I.11 Comparación del amortiguamiento

ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla I.1 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP02
- Tabla I.2 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP03
- Tabla I.3 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP04
- Tabla I.4 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP05
- Tabla I.5 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP06

I.1 Amortiguamiento equivalente

Se calcularon algunas de las propiedades mecánicas representativas de la conexión, que permiten describir el comportamiento ante un evento sísmico.

Las propiedades de interés que permiten describir el comportamiento son los ciclos de histéresis, la rigidez del ciclo, la energía histerética disipada, el amortiguamiento viscoso equivalente, y la ductilidad. Se hace una breve descripción de la forma en que se determinaron las características mencionadas.

I.2 Espécimen 2

Tabla I.1. Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP02

Incrementos	Desplazamiento	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Promedio
	mm	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ
1	1	0.05	0.07	0.10	0.06	0.07
2	2	0.08	0.07	0.09	0.08	0.08
3	4	0.09	0.14	0.12	0.10	0.11
4	6	0.10	0.08	0.10	0.09	0.09
5	8	0.08	0.08	0.10	0.10	0.09
6	10	0.06	0.09	0.09	0.09	0.08
7	12	0.09	0.08	0.09	0.09	0.09
8	14	0.08	0.10	0.09	0.09	0.09
9	16	0.09	0.10	0.10	0.10	0.10
10	18	0.10	0.12	0.12	0.12	0.12
11	20	0.09	0.09	0.10	0.09	0.09
12	22	0.12	0.11	0.10	0.10	0.11
13	24	0.12	0.13	0.12	0.11	0.12
14	26	0.11	0.12	0.12	0.12	0.12
15	28	0.12	0.14	0.13	0.11	0.13
16	30	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
17	32	0.12	0.14	0.14	0.14	0.13
18	34	0.14	0.15	0.15	0.14	0.15
19	36	0.14	0.15	0.15	0.15	0.15
20	40	0.16	0.17			0.17
21	44	0.15				0.15
22	48	0.17				0.17
23	52	0.21				0.21
24	56	0.20				0.20
25	72	0.25				0.25

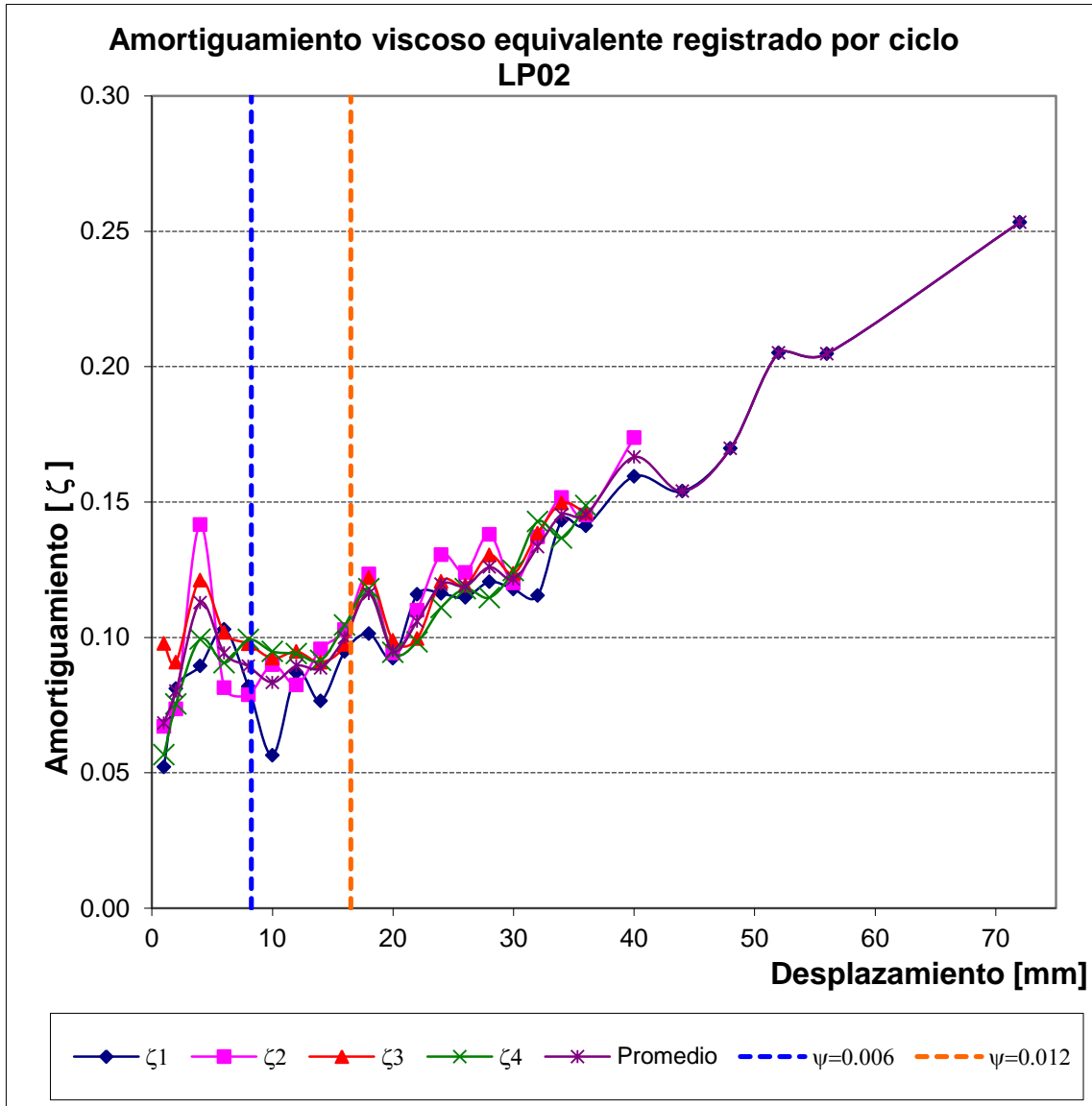


Figura I.1 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP02

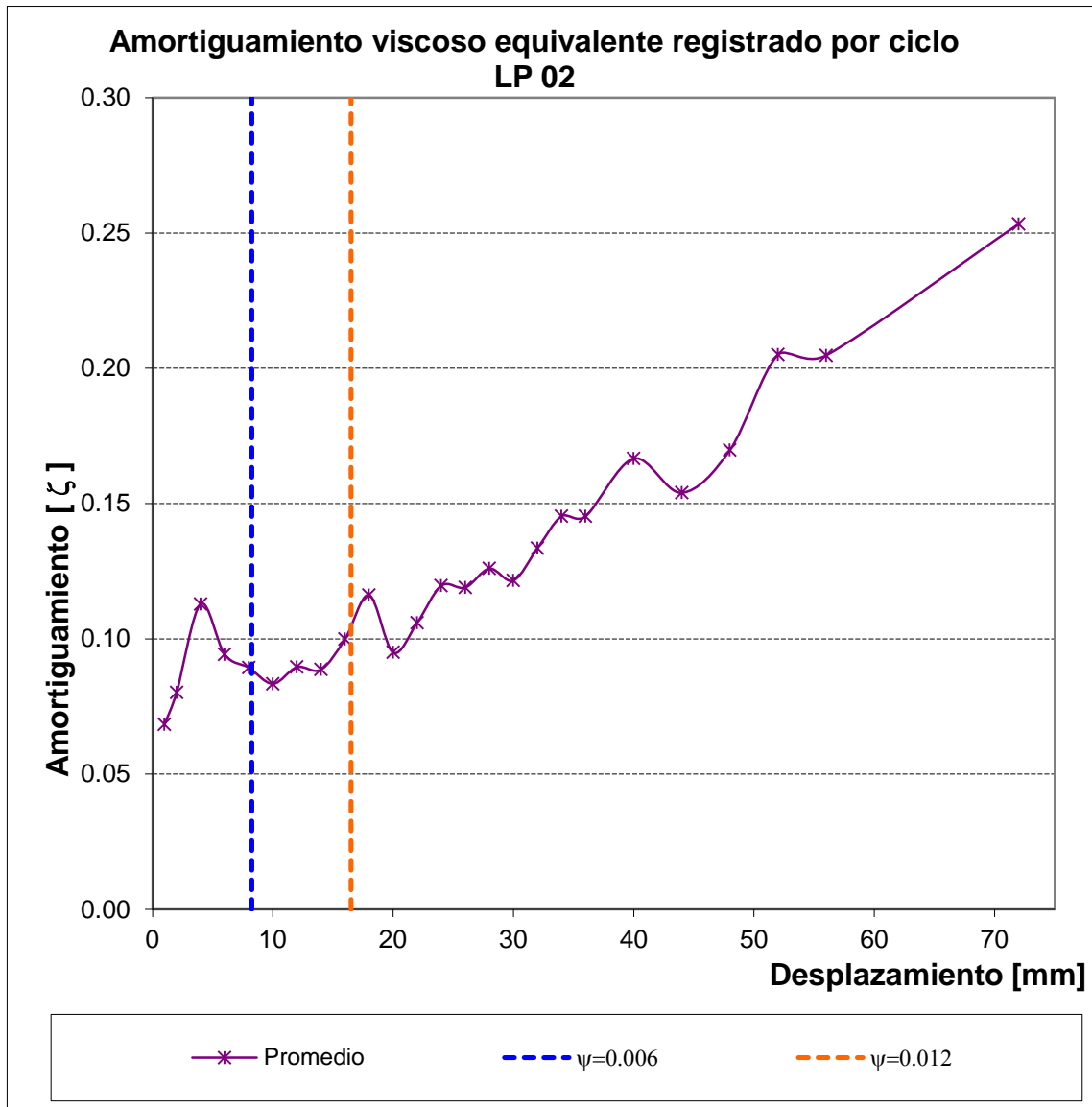


Figura I.2 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP02

I.3 Espécimen 3

Tabla I.2. Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP03

Incrementos	Desplazamiento mm	Ciclo 1 ζ_1	Ciclo 2 ζ_2	Ciclo 3 ζ_3	Ciclo 4 ζ_4	Promedio prom
1	4	0.11	0.11			0.11
2	6	0.11	0.11	0.12	0.10	0.11
3	8	0.12	0.11	0.11	0.14	0.12
4	10	0.11	0.14	0.13	0.14	0.13
5	12	0.16	0.11	0.12	0.13	0.13
6	14	0.13	0.11	0.13	0.13	0.13
7	16	0.13	0.13	0.12	0.12	0.13
8	20	0.13	0.13	0.13	0.13	0.13
9	24	0.13	0.12	0.13	0.13	0.13
10	28	0.14	0.14	0.14	0.15	0.14
11	32	0.15	0.17	0.16	0.16	0.16
12	36	0.15	0.16	0.17	0.15	0.16
13	40	0.17	0.20	0.19	0.21	0.19
14	44	0.20				0.20
15	48	0.25				0.25
16	52	0.34				0.34
17	72	0.35				0.35

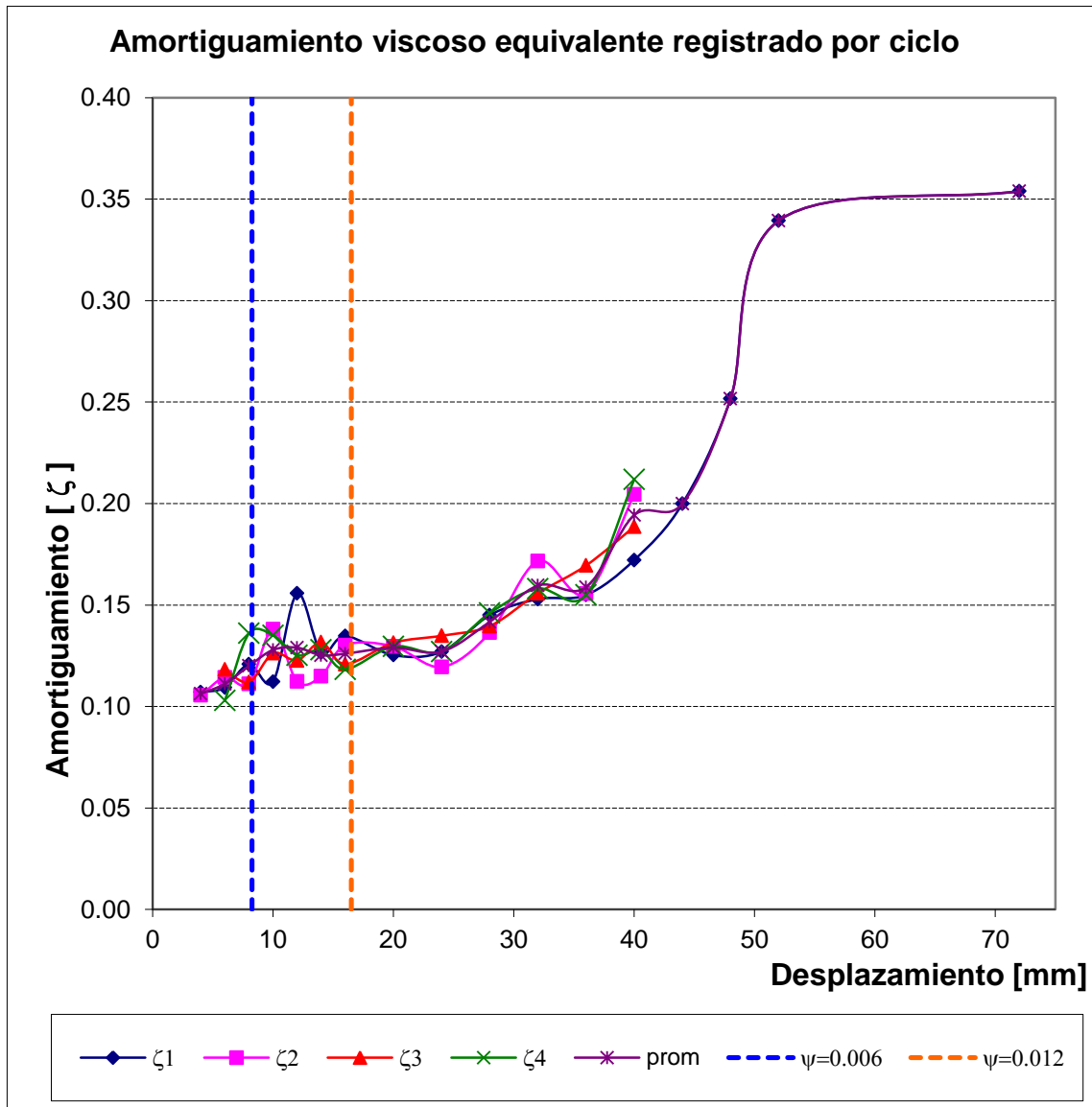


Figura I.3 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP03

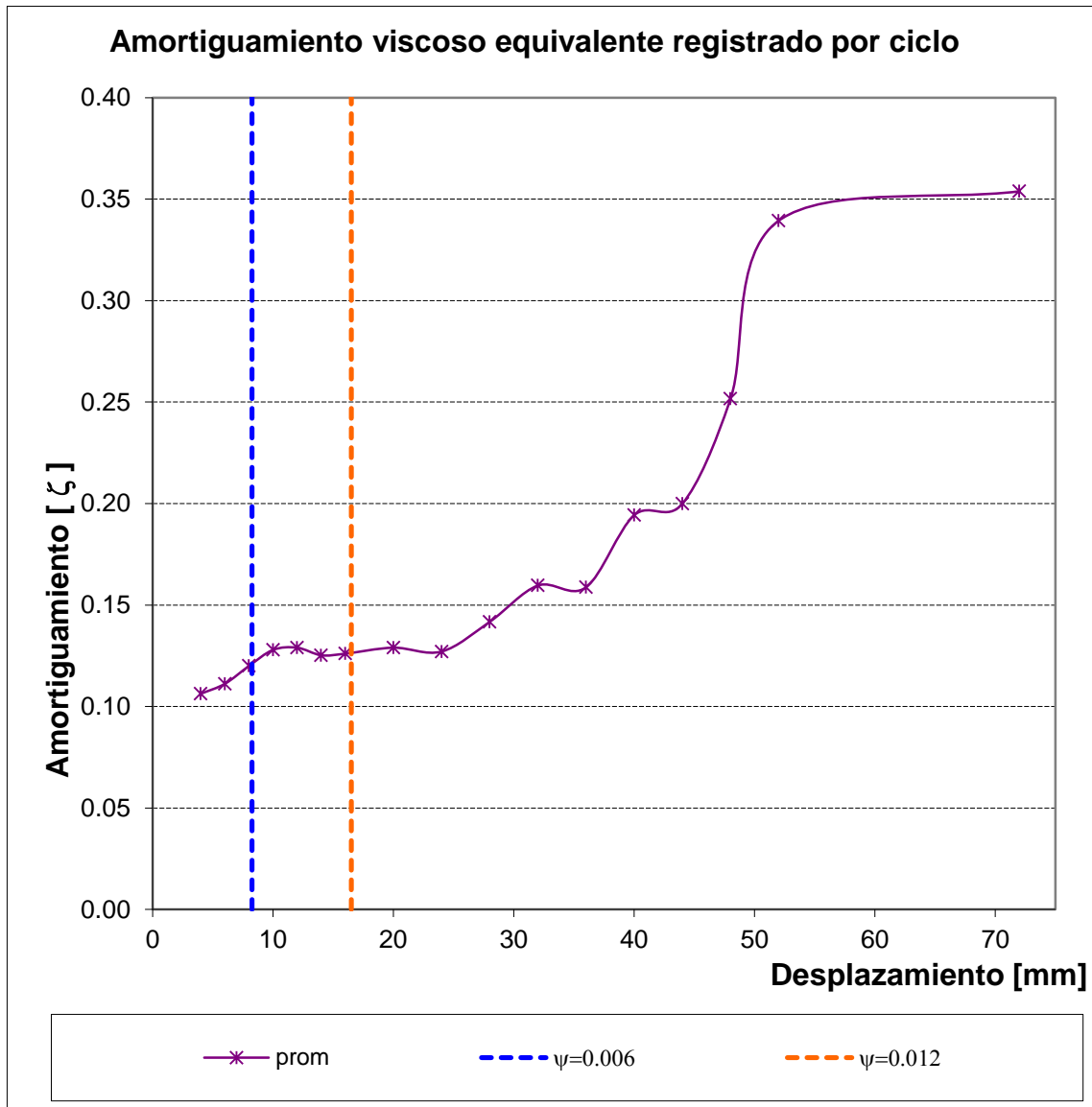


Figura I.4 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP03

I.4 Espécimen 4

Tabla I.3. Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP04

Incrementos	Desplazamiento	Ciclo 1	Ciclo 2	Ciclo 3	Ciclo 4	Promedio
	mm	ζ_1	ζ_2	ζ_3	ζ_4	ζ
1	4	0.12	0.10	0.09	0.09	0.10
2	6	0.10	0.09	0.10	0.08	0.09
3	8	0.09	0.08	0.09	0.09	0.09
4	10	0.08	0.10	0.11	0.10	0.10
5	12	0.10	0.11	0.09	0.09	0.10
6	14	0.10	0.10	0.09	0.08	0.09
7	16	0.10	0.10	0.09	0.10	0.10
8	20	0.11	0.11	0.10	0.10	0.10
9	24	0.16	0.16	0.13	0.13	0.14
10	28	0.14	0.13	0.13	0.12	0.13
11	32	0.16	0.14	0.28	0.25	0.21
12	40	0.26				0.26
13	48	0.34				0.34
14	60	0.35				0.35

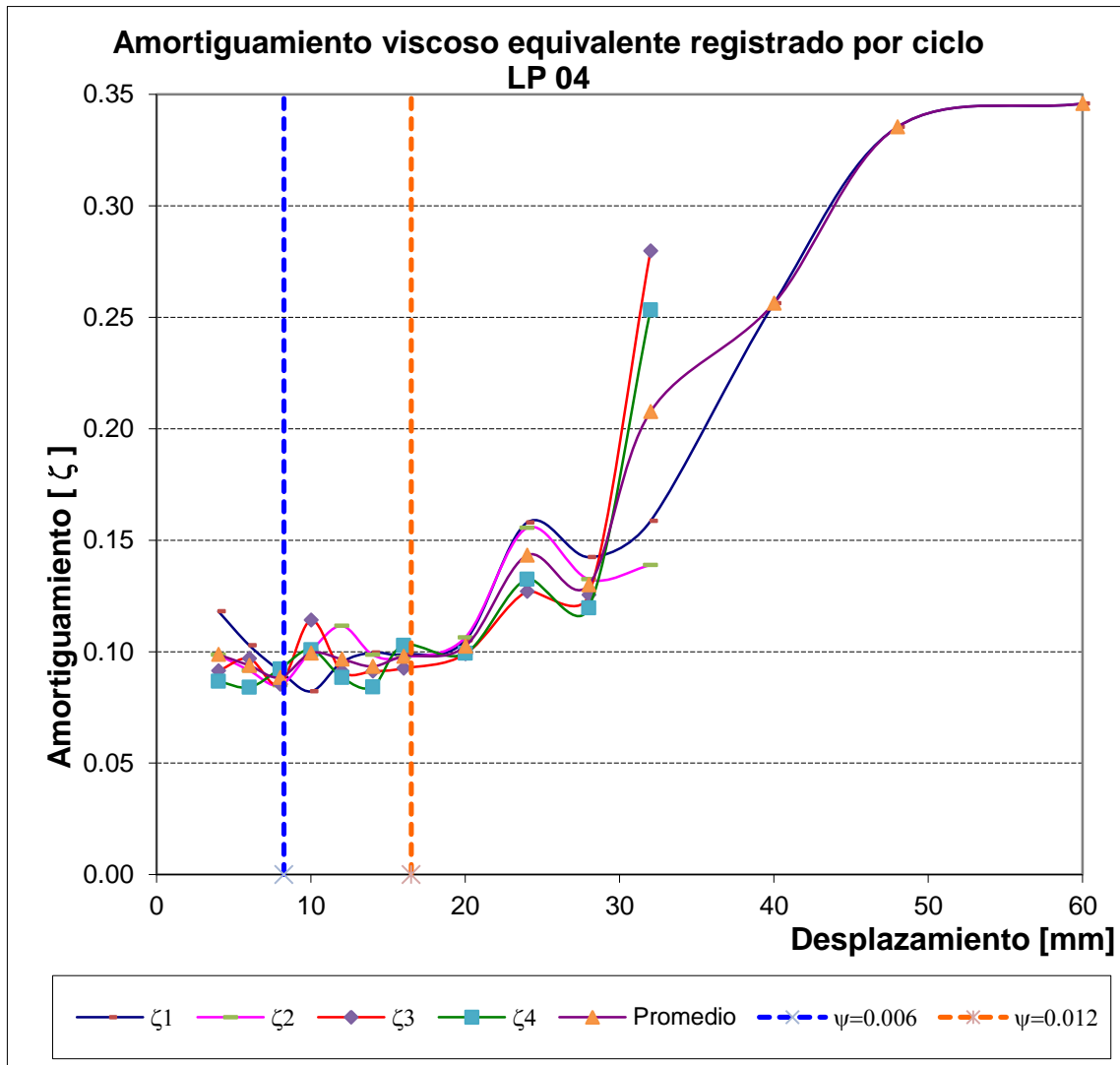


Figura I.5 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP04

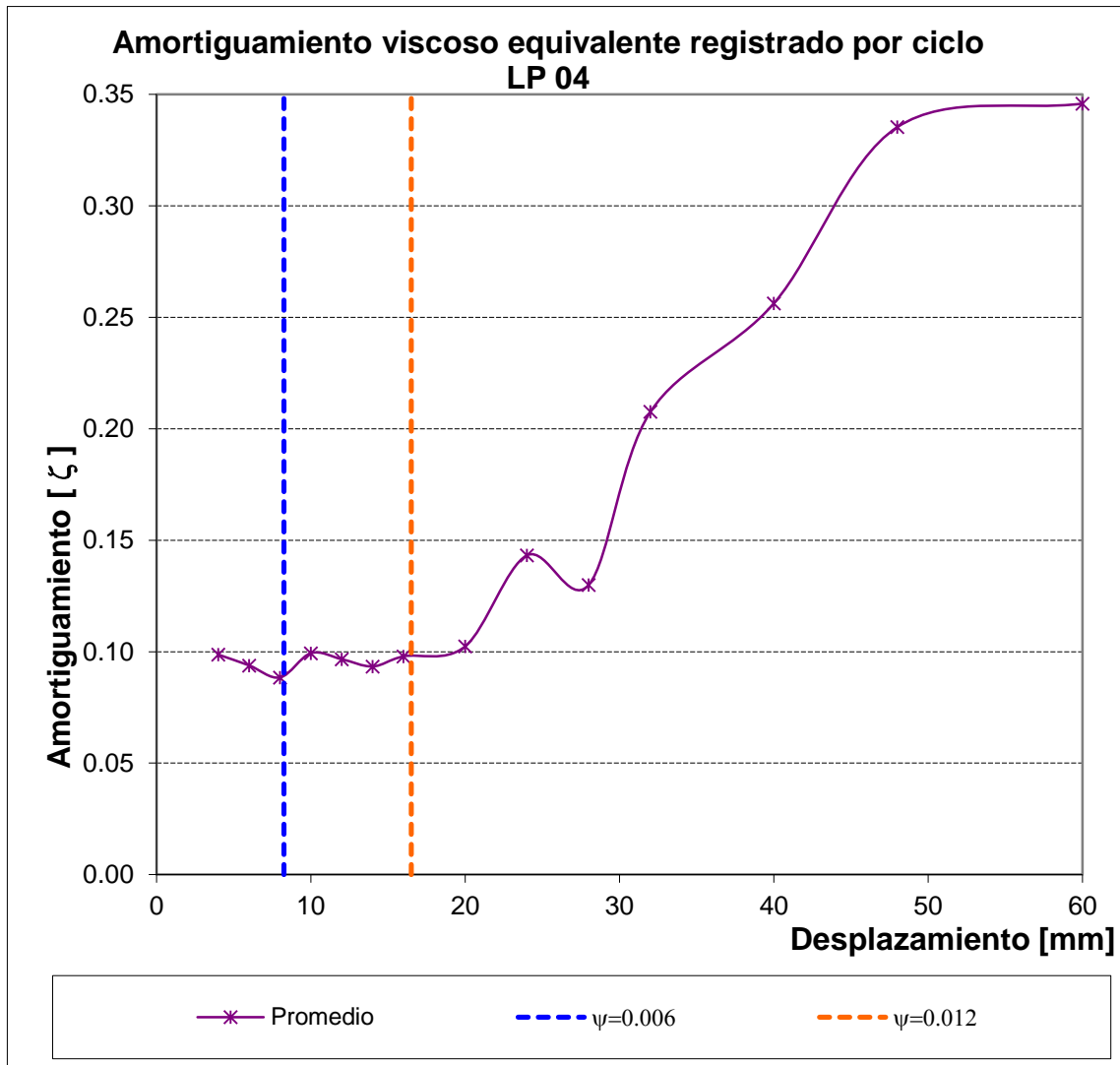


Figura I.6 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP04

I.5 Espécimen 5

Tabla I.4. Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP05

Incrementos	Desplazamiento	Amortiguamiento viscoso equivalente				
	mm	$\zeta 1$	$\zeta 2$	$\zeta 3$	$\zeta 4$	$\zeta_{\text{prom.}}$
1	4	0.09	0.07	0.08	0.06	0.07
2	6	0.08	0.07	0.09	0.07	0.08
3	8	0.08	0.08	0.09	0.10	0.09
4	10	0.08	0.09	0.09	0.09	0.09
5	12	0.09	0.11	0.09	0.08	0.09
6	14	0.11	0.12	0.09	0.10	0.10
7	16	0.10	0.11	0.10	0.10	0.10
8	20	0.12	0.11	0.11	0.11	0.11
9	24	0.12	0.11	0.11	0.12	0.12
10	28	0.12	0.12	0.12	0.12	0.12
11	32	0.13	0.13	0.14	0.13	0.13
12	36	0.12	0.13	0.14	0.14	0.13
13	40	0.15	0.15	0.16	0.16	0.16
14	44	0.19	0.18	0.17	0.17	0.18

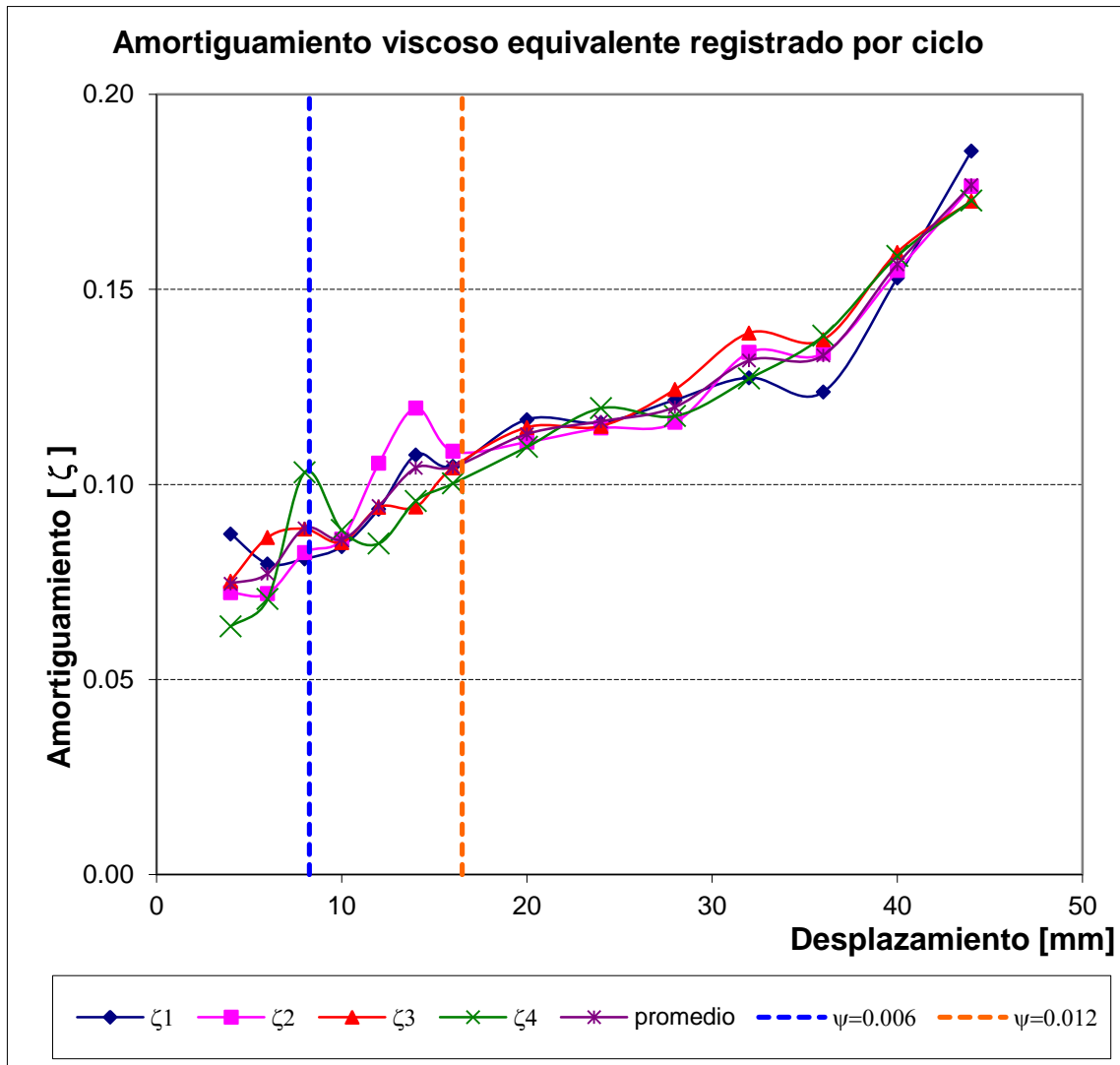


Figura I.7 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP05

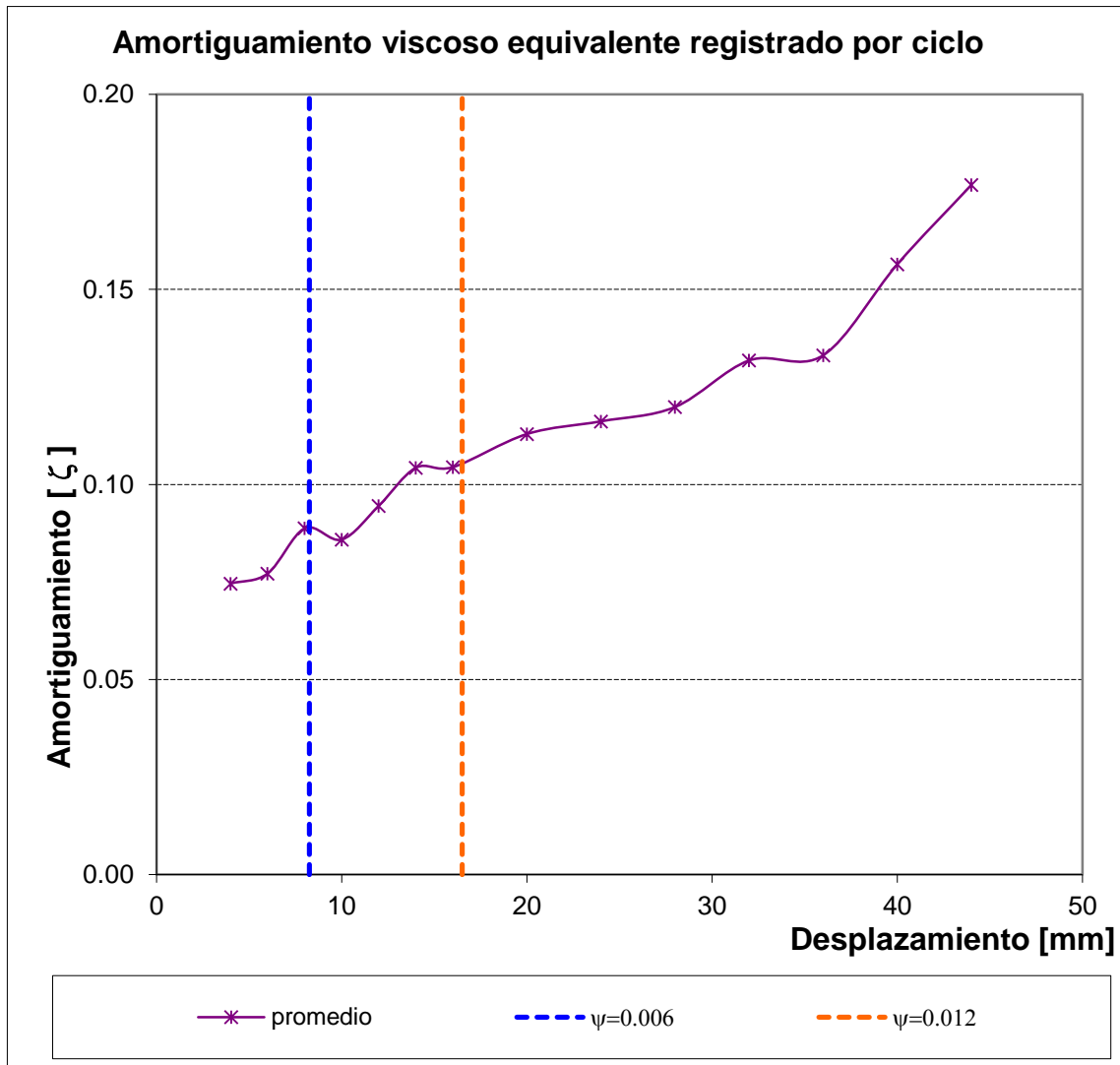


Figura I.8 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP05

I.6 Espécimen 6

Tabla I.5. Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP06

Repetición	Δ_{control}	Amortiguamiento viscoso equivalente				
	mm	$\zeta 1$	$\zeta 2$	$\zeta 3$	$\zeta 4$	$\zeta_{\text{prom.}}$
1	4	0.11	0.06	0.06	0.06	0.07
2	6	0.09	0.07	0.08	0.07	0.08
3	8	0.10	0.09	0.10	0.09	0.09
4	10	0.04	0.07	0.11	0.10	0.08
5	12	0.09	0.12	0.13	0.11	0.11
6	14	0.10	0.13	0.14	0.14	0.13
7	16	0.11	0.17	0.16	0.15	0.15
8	20	0.12	0.23	0.17	0.21	0.18
9	24	0.16	0.26	0.28	0.48	0.29
10	28	0.54				0.54
11	32	0.31				0.31
12	40	0.25				0.25
13	52	0.27				0.27
14	60	0.33				0.33

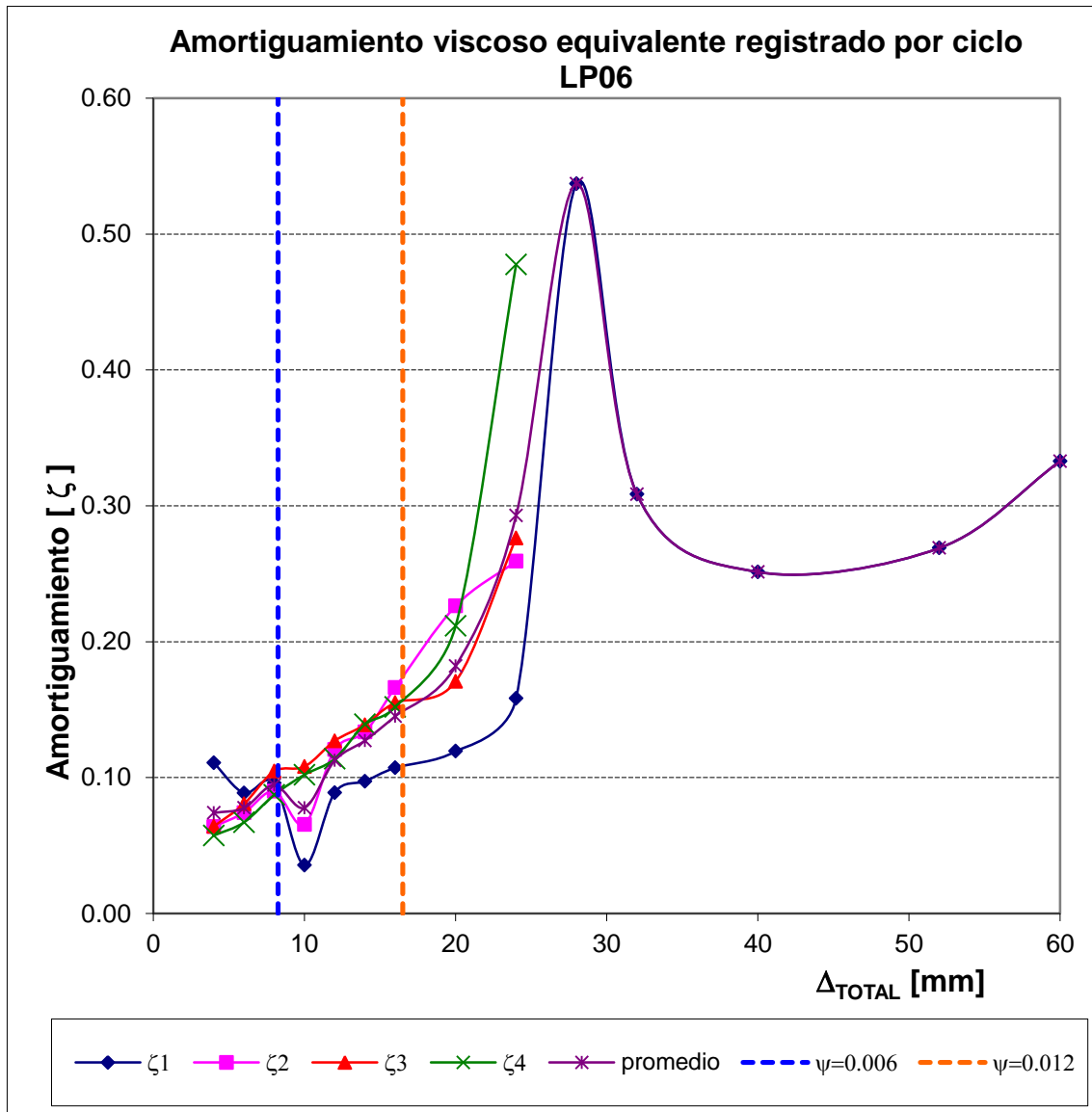


Figura I.9 Amortiguamiento viscoso equivalente, espécimen LP06

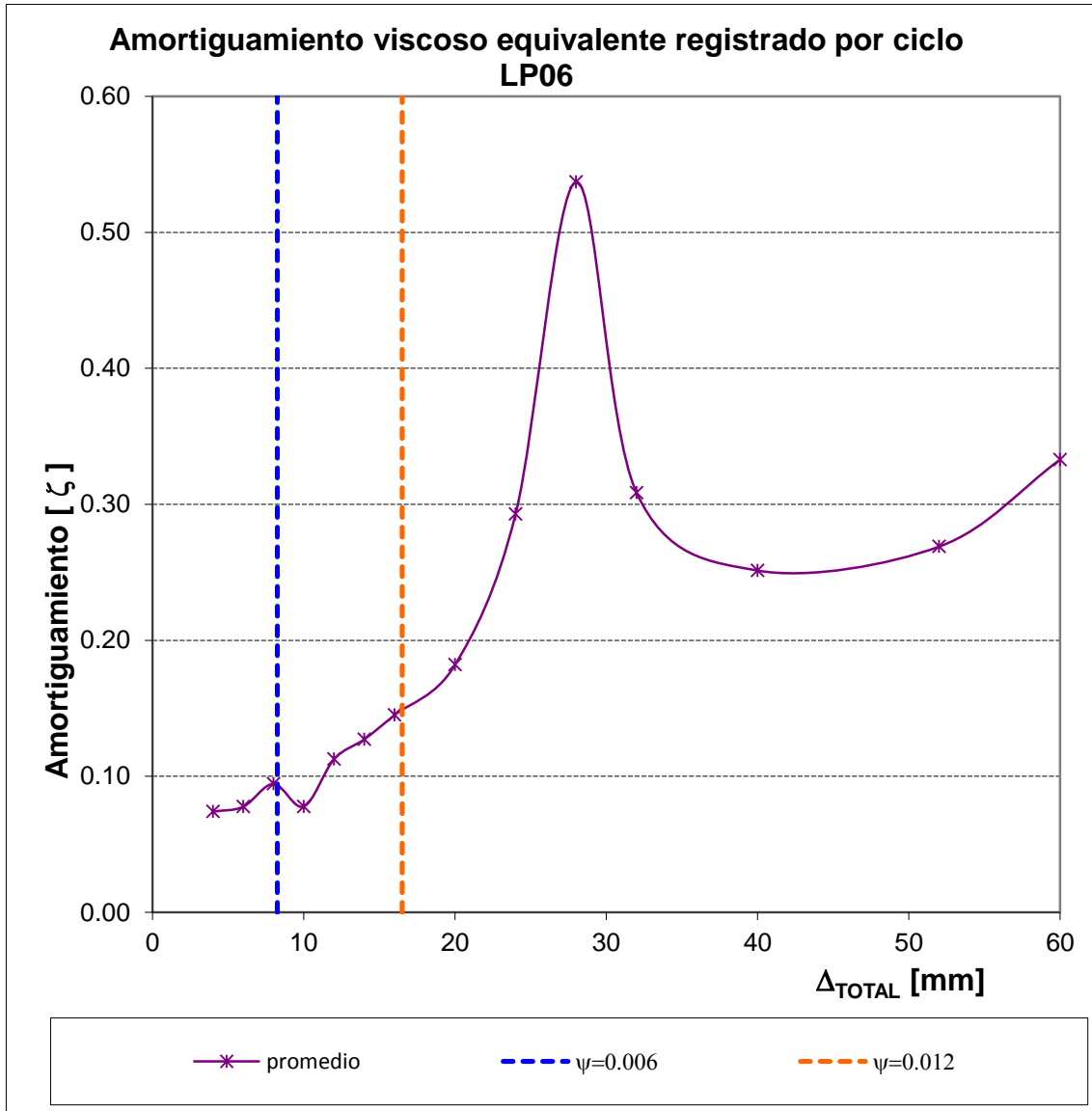


Figura I.10 Amortiguamiento viscoso equivalente promedio, espécimen LP06

I.7 Comparación entre Especímenes

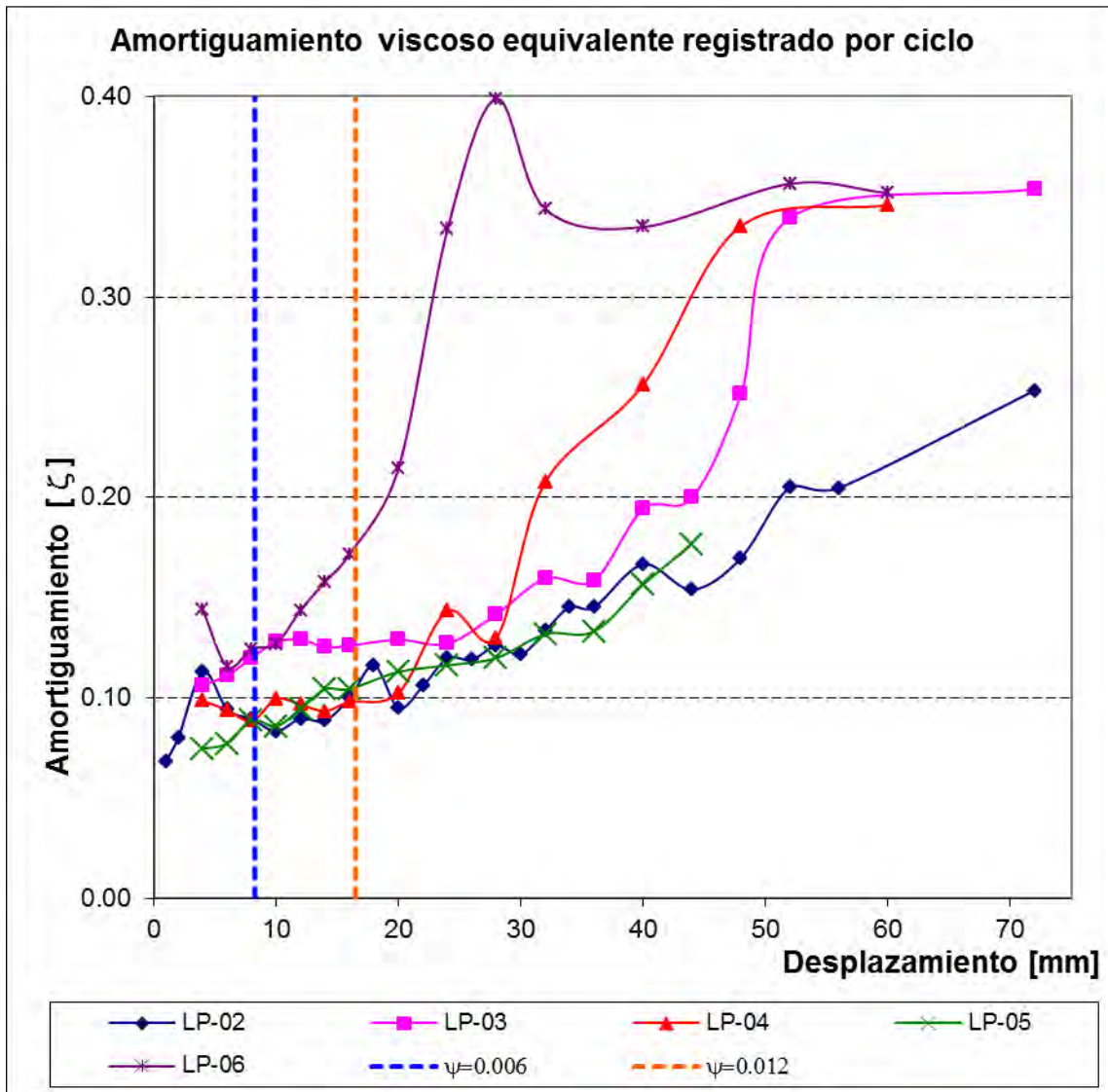


Figura I.11 Comparación del amortiguamiento